VISIT…

СПРАВОЧНИК ПРОЕКТИРОВЩИКА

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Издание 2-е,
переработанное и дополненное

Под редакцией
академика Н. П. Мельникова

Москва
Стройиздат
1980

ББК 38.54
М 54
УДК 624.014(031)

Печатается по решению Ученого совета ЦНИИпроектстальконструкции.

Рецензенты: Ордена Трудового Красного Знамени Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. В. А. Кучеренко; кафедра металлических конструкций Московского инженерно-строительного института им. В. В. Куйбышева; Всесоюзный научно-исследовательский и конструкторско-технологический институт стальных конструкций.

Научные редакторы: В. Ф. Беляев, В. Г. Ермоленко, Я. А. Каплун, М. Я. Лаут, И. В. Левитанский, А. Ф. Лилеев, В. Я. Миллер, А. А. Молчанов, В. М. Москвин, В. И. Мяченков, Б. Г. Павлов, А. И. Петраков, В. Ф. Пецка, А. Ф. Рябов, Л. А. Сорокин, А. Г. Тахтамышев

Металлические конструкции /Под ред. Н. П. Мельникова. — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1980. — 776 с. — (Справочник проектировщика).

М54

Обобщен опыт исследования и проектирования металлических конструкций в СССР. Приведены сведения о материалах и полуфабрикатах для строительных металлических конструкций, общие положения по их расчету и конструированию, методы расчета и оптимизации конструкций с помощью ЭВМ. Даны сведения о способах изготовления, транспортирования и монтажа металлических конструкций, технологичности проектируемых конструкций и их экономике. Освещены вопросы их унификации, типизации и стандартизации.

Справочник предназначен для инженерно-технических работников проектных организаций.

М $\frac{30205-240}{047(01)-80}$ БЗ—37—38—80. 3202000000 ББК 38.54
6С4.05

© Стройиздат, 1980

Оглавление

Стр.

Предисловие 10
Введение (д-р техн. наук, проф. *Н. П. Мельников*) 13

РАЗДЕЛ I. ОБЩАЯ ЧАСТЬ

Глава 1. Стали (канд. техн. наук *Л. И. Гладштейн*) 20

1.1. Классификация сталей 20
1.1.1. Способ выплавки 20
1.1.2. Степень раскисления . . . 20
1.1.3. Химический состав 21
1.1.4. Состояние поставки . . . 22
1.1.5. Классы прочности и качества 22
1.2. Марки сталей, нормы химического состава и механических свойств . . . 24
1.2.1. Сталь углеродистая обыкновенного качества 24
1.2.2. Сталь листовая и широкополосная (универсальная) углеродистая обыкновенного качества, термически упрочненная 24
1.2.3. Низколегированная сталь . . 25
1.2.4 Сталь углеродистая качественная и легированная конструкционная 25
1.2.5. Стали легированные и высоколегированные качественные хладостойкие, теплоустойчивые, коррозионно-стойкие, жаростойкие и жаропрочные 31
1.3. Сопротивление хрупкому разрушению (канд техн. наук *О. Н. Винклер*) . . 31
1.3.1. Общие сведения 31
1.3.2. Критерии оценки сопротивления хрупкому разрушению 34
1.3.3. Рекомендации по повышению хладостойкости стальных конструкций 37
1.4. Выбор марок стали для стальных конструкций зданий и сооружений . . 38
Список литературы 44

Глава 2. Сортаменты профилей и стальных канатов (канд. техн. наук *Я. А. Каплун*) 44

2.1. Классификация профилей . . . 44
2.2. Сортаменты 45
2.3. Критерии оценки экономичности профилей 45
2.4. Методика количественной оценки экономичности профилей или элементов конструкций 46
2.5. Классификация профилей по способам изготовления 47
2.6. Правила использования профилей общего назначения и сокращенные сортаменты 47
2.7. Характеристика отдельных видов горячекатаных профилей 48
2.7.1. Уголки равнополочные и неравнополочные 48
2.7.2. Уголки равнобокие (равнополочные) с переменной толщиной полок 48
2.7.3. Двутавры с параллельными гранями полок (широкополочные двутавры) 49
2.7.4. Двутавровые балки с уклоном внутренних граней полок . . . 49
2.7.5. Тонкостенные двутавры с узкими параллельными полками . . 50
2.7.6. Швеллеры 50
2.7.7. Тонкостенные швеллеры с узкими параллельными полками . . 50
2.7.8. Тавры с параллельными гранями полок (широкополочные тавры) 50
2.7.9. Листовая и широкополосная универсальная сталь 51
2.7.10. Листовая холоднокатаная сталь 51
2.7.11. Листовая волнистая, рифленая и просечно-вытяжная сталь . 51
2.7.12. Сталь сортовая: полосовая, круглая и квадратная 51
2.8. Характеристика холодногнутых профилей общего назначения 51
2.9. Характеристика трубчатых профилей 52
2.9.1. Горячекатаные круглые трубы 53
2.9.2. Электросварные круглые трубы 53
2.9.3. Электросварные трубы прямоугольного и квадратного сечения 53
2.10. Сварные двутавры 53
2.11. Характеристика профилей специального назначения 53
2.11.1. Холодногнутые гофрированные профили 53
2.11.2. Профили для переплетов . 54
2.11.3. Крановые рельсы 54
2.11.4. Двутавровые горячекатаные балки для путей подвесного транспорта 54
2.12. Стальные канаты 54
Перечень государственных стандартов на стальные профили и канаты 54
Перечень ведомственных технических условий на металлопродукцию 55
Список литературы 55

Глава 3. Соединения (инженеры *А. М. Петров, П. И. Суздалов*) . . . 56

3.1. Общие сведения 56
3.2. Сварные соединения 57
3.2.1. Классификация и характеристика сварных швов и соединений . 57
3.2.2. Рекомендации по выбору способа сварки и типов швов . . . 57
3.3. Болтовые и заклепочные соединения 62
3.3.1. Соединения на болтах грубой и нормальной точности 62
3.3.2. Соединения на высокопрочных болтах 63
3.3.3. Соединения с самонарезающими болтами и комбинированными заклепками 64
3.3.4. Анкерные болты 64
3.3.5. Заклепочные соединения . . 64
3.4. Соединения с фрезерованными торцами и фланцевые 64
3.5. Клееметаллические соединения . . 65
Перечень государственных стандартов на швы сварных соединений и метизы . . 65
Перечень ведомственных нормативных документов на соединения и метизы . . 65
Список литературы 65

Глава 4. Общая расчетная часть (инженеры *М. М. Бердичевский*, *М. Я. Лаут*) 66

4.1. Основные положения 66
4.2. Расчетные характеристики материалов 67
4.2.1. Расчетные сопротивления . 67
4.2.2. Физические характеристики . 67
4.3. Расчет элементов стальных конструкций на прочность и устойчивость . . 68
4.3.1. Центрально-растянутые и центрально-сжатые элементы . . . 68
4.3.2. Изгибаемые элементы . . . 70
4.3.3. Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом . . . 73
4.3.4. Опорные части 80
4.4. Расчетные длины элементов стальных конструкций 80

Стр.

4.4.1. Плоские фермы и связи . . 80
4.4.2. Пространственные решетчатые конструкции из одиночных уголков 81
4.4.3. Колонны (стойки) 81
4.5. Предельные гибкости и деформации 87
4.5.1. Предельные гибкости . . . 87
4.5.2. Предельные деформации . . 88
4.6. Проверка устойчивости стенок и поясных листов изгибаемых и сжатых элементов 89
4.6.1. Стенки балок 89
4.6.2. Стенки центрально- и внецентренно-сжатых элементов 93
4.6.3. Поясные листы (полки) центрально- и внецентренно-сжатых и изгибаемых элементов 93
4.7. Расчет на выносливость 94

РАЗДЕЛ II. СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ

Глава 5. Унификация, типизация, стандартизация (инж. *В. М. Бахмутский*, канд. техн. наук *Б. Г. Павлов*) 96

5.1. Общие положения 96
5.1.1. Применение несущих конструкций 96
5.1.2. Применение профилированного настила 97
5.1.3. Перечень районов СССР, в которых допускается применение стальных конструкций для производственных зданий 97
5.1.4. Основные требования к проектированию 97
5.2. Унификация 99
5.2.1. Единая модульная система . 99
5.2.2. Унификация пролетов, высот и шагов 100
5.2.3. Привязка колонн и стен одноэтажных зданий к модульным разбивочным осям 100
5.2.4. Привязка колонн и стен к модульным разбивочным осям при перепадах высот 102
5.2.5. Привязка колонн и стен многоэтажных зданий к модульным разбивочным осям 104
5.2.6. Уклоны кровли 105
5.2.7. Габаритные схемы 105
5.3. Типизация 106
5.3.1. Типизация элементов конструкций 107
5.3.2. Номенклатура типовых стальных конструкций 108
5.3.3. Применение типовых конструкций при проектировании . . . 109
5.4 Стандартизация 111
Список литературы 111

Глава 6. Каркасы одноэтажных зданий (канд. техн. наук *М. Д. Духовный*, инж. *М. М. Бердичевский*) 112

6.1. Классификация каркасов 112
6.2. Конструктивные и расчетные схемы рам 112
6.3. Определение предварительных размеров сечений стержней рам 115
6.4 Нагрузки 116
6.5. Расчет рам 117
6.6. Горизонтальные деформации колонн 121
6.7. Продольные конструкции каркаса . 122
6.8. Учет температурных воздействий . 124
6.9. Учет пространственной работы каркаса 125
6.10 Примеры решений конструкций каркасов (д-р техн. наук, проф. *Н. П. Мельников*) 126
Список литературы 139

Глава 7. Каркасы многоэтажных зданий (канд. техн. наук *П. Н. Троицкий*) 139

7.1. Классификация многоэтажных производственных зданий 139
7.2. Конструктивные формы каркасов . . 140
7.3. Нагрузки 144
7.4. Расчет каркасов 145
7.4.1. Расчет вертикальных связей . 145
7.4.2. Расчет рам на воздействие горизонтальных нагрузок методом эквивалентной полурамы 147
7.4.3. Расчет балок 151
Список литературы 152

Глава 8. Колонны одноэтажных зданий (инж. *Г. В. Калашников*) 152

8.1. Классификация колонн 152
8.2. Расчет и конструирование колонн . 153
8.2.1. Установление основных размеров 153
8.2.2. Компоновка сечений . . . 154
8.2.3. Расчет колонн 155
8.2.4. Конструирование стержня колонны 158
8.3. Расчет и конструирование элементов колонн 159
8.3.1. Сопряжения ферм с колоннами 159
8.3.2. Проем в стенке колонны для прохода 160
8.3.3 Подкрановые траверсы . . 161
8.3.4. Подкрановые консоли . . . 163
8.3.5. Базы колонн 164
8.3.6. Анкерные болты 170
8.4. Типовые колонны (*В. М. Бахмутский*) 171
Список литературы 173

Глава 9. Колонны многоэтажных зданий (*П. Н. Троицкий*) 173

9.1. Конструирование стержня колонны 173
9.2. Рамные узлы крепления балок к колоннам 174

Глава 10. Подкрановые конструкции (инженеры *З. И. Брауде*, *В. П. Овечкин*) 175

10.1. Классификация 175
10.2. Нагрузки 176
10.3. Схемы подкрановых конструкций и сечения элементов 183
10.4. Материал конструкций и коэффициенты условий работы 186
10.5. Расчет и конструирование подкрановых балок сплошного сечения 186
10.6. Расчет и конструирование подкрановых ферм 195
10.7. Опирание подкрановых балок и ферм на колонны 196
10.8. Расход стали на подкрановые балки и фермы 198
10.9. Тормозные конструкции. Связи . . 199
10.10. Крановые рельсы, крепления и стыки. Упоры 202
10.11. Особенности подкрановых путей консольных кранов 204
10.12. Пути подвесного подъемно-транспортного оборудования 204
10.13. Типовые подкрановые конструкции (*В. М. Бахмутский*) 205
Список литературы 207

Глава 11. Покрытия (инж. *В. М. Бахмутский*, канд. техн. наук *Б. Г. Павлов*) 207

11.1. Общие сведения 207
11.2. Компоновка конструкций покрытия 207
11.2.1. Покрытия с применением железобетонных плит 208
11.2.2. Покрытия с применением стального профилированного настила 208
11.2.3. Покрытия с применением волнистых асбестоцементных листов . 209
11.3. Стропильные фермы 209
11.3.1. Схемы ферм 209
11.3.2. Применяемые профили и стали 211
11.3.3. Нагрузки на фермы . . . 212
11.3.4. Определение усилий и подбор сечений элементов ферм . . . 213
11.3.5 Конструирование 215
11.4. Стропильные конструкции сплошного сечения 217
11.5. Подстропильные конструкции . . 218
11.6. Прогоны 219
11.6.1. Прогоны сплошного сечения 220
11.6.2. Решетчатые прогоны . . . 220
11.7. Связи покрытий 220
11.8. Стальные ограждающие конструкции покрытий 222
11.8.1. Стальной профилированный настил 222
11.8.2. Металлические панели . . 224
11.9. Фонари 225
11.9.1. Светоаэрационные фонари . 225
11.9.2. Аэрационные фонари . . . 227

Стр.

11.10. Конструкции покрытий для конвейерной сборки и блочного монтажа . . 228
11.11. Особенности проектирования покрытий зданий, возводимых в районах с повышенной сейсмичностью 230
11.12. Особенности проектирования покрытий зданий, возводимых в районах Крайнего Севера 230
11.13. Типовые конструкции покрытий . 231
11.13.1. Покрытия отапливаемых зданий 231
11.13.2. Покрытия неотапливаемых зданий 232
11.13.3. Светоаэрационные и аэрационные фонари 233
Список литературы 233

Глава 12. Фахверк (инж. *А. О. Пельтцер*) 233

12.1. Общие сведения, нагрузки, расчет и проектирование 233
12.2. Типовые конструкции 238
Список литературы 238

Глава 13. Типовые переплеты и оконные панели (инж. *Л. К. Шувалов*) . . 238

13.1. Фонарные переплеты 238
13.2. Оконные переплеты и панели . . 241
13.2.1. Оконные панели серии ПП-05-50/73 241
13.2.2. Стальные переплеты с повышенным уплотнением серии 1.436-4 242
13.2.3. Стальные окна (переплеты) из спаренных тонкостенных труб серии 1.436-6 244
13.2.4. Панельные стальные окна серии 1.436-8 246
13.2.5. Стальные окна серии 1.436-9 247
13.2.6. Панельные переплеты серии 1.436-2 247

Глава 14. Площадки, лестницы и ограждения (инж. *А. О. Пельтцер*) . . . 247

14.1. Общие сведения. Классификация. Нагрузки 247
14.2. Проектирование и расчет . . . 249
14.2.1. Проектирование 249
14.2.2. Расчет 252
14.3. Типовые конструкции 257
Список литературы 259

Глава 15. Легкие металлические конструкции одноэтажных зданий (инж. *В. В. Кузнецов*) 259

15.1. Общая характеристика 259
15.2. Область применения 260
15.3. Габаритные схемы 262
15.4. Покрытия со стропильными фермами из труб 265
15.5. Покрытия со стропильными фермами из уголков и тавров 267
15.6. Структурная конструкция покрытия из труб 268
15.7. Рамные конструкции коробчатого сечения 271
15.8. Пространственные решетчатые конструкции покрытия из труб типа «Кисловодск» 273
15.9. Покрытия со стропильными фермами из труб прямоугольного сечения . . . 275
15.10. Пространственное решетчатое покрытие из прокатных профилей типа ЦНИИСК 278
15.11. Пространственная перекрестно-стержневая конструкция покрытия типа «Модуль» 282
15.12. Колонны зданий с легкими металлическими конструкциями 283
15.13. Стойки продольного и торцевого фахверка с легкими металлическими конструкциями 284
Список литературы 286

Глава 16. Конструкции из широкополочных двутавров и тавров (канд. техн. наук *Я. А. Каплун*) 287

16.1. Широкополочные двутавры и тавры и их особенности 287
16.2. Конструкции каркасов с использованием двутавров и тавров с параллельными гранями полок 288
16.2.1. Колонны 288
16.2.2. Подкрановые балки . . . 292
16.2.3. Стропильные и подстропильные фермы 293
16.2.4. Конструкции из сквозных (перфорированных) двутавров . . 296
16.2.5. Конструкции перекрытий и площадок 303
16.3. Конструкции сооружений . . . 304
16.4. Экономическая эффективность применения двутавров и тавров с параллельными гранями полок в строительных стальных конструкциях 304
Список литературы 305

РАЗДЕЛ III. СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ

Общие сведения 306

Глава 17. Балочные и рамные покрытия (инженеры *М. Д. Гурари, А. И. Петраков*)
17.1. Балочные покрытия 306
17.1.1. Характеристика 306
17.1.2. Схемы 306
17.1.3. Компоновка 307
17.1.4. Указания по проектированию 308
17.1.5. Примеры балочных покрытий 310
17.2. Рамные покрытия 311
17.2.1. Характеристика 311
17.2.2. Расчет 312
17.2.3. Примеры рамных покрытий . 312

Глава 18. Арочные покрытия (*М. Д. Гурари, А. И. Петраков*) . . . 316

18.1. Характеристика 316
18.2. Расчет 317
18.3. Примеры арочных покрытий . . 319

Глава 19. Пространственные и висячие покрытия (канд. техн. наук *В. А. Савельев*) 320

19.1. Пространственные покрытия . . . 320
19.1.1. Общие сведения 320
19.1.2. Стержневые плиты . . . 321
19.1.3. Цилиндрические сетчатые оболочки 325
19.1.4. Сетчатые оболочки двоякой кривизны 325
19.1.5. Статический расчет пространственных покрытий 328
19.1.6. Проверка устойчивости сетчатых сферических оболочек . . 328
19.1.7. Примеры большепролетных пространственных покрытий . . . 330
19.2. Висячие покрытия 333
19.2.1. Общие сведения 333
19.2.2. Классификация вантовых покрытий 334
19.2.3. Однослойные вантовые системы с плоским опорным контуром 334
19.2.4. Двухслойные предварительно-напряженные системы 335
19.2.5. Однослойные предварительно-напряженные вантовые системы, очерченные по поверхностям отрицательной гауссовой кривизны . . 335
19.2.6. Комбинированные системы . 336
19.2.7. Нагрузки 336
19.2.8. Расчет 336
19.2.9. Материалы. Конструктивные решения узлов и деталей . . . 337
19.2.10. Примеры висячих покрытий 341
Список литературы 345

РАЗДЕЛ IV. СТАЛЬНЫЕ ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Глава 20. Конструкции доменных цехов и газоочисток (канд. техн. наук *В. Я. Миллер*) 346

20.1. Общие сведения 346
20.1.1. Состав комплекса и номенклатура конструкций 346
20.1.2. Особые условия работы конструкций 346
20.1.3. Основные положения проектирования 346
20.2. Конструктивные решения 347

Стр.

20.2.1. Сооружения комплекса доменной печи 347
20.2.2 Сооружение цеха газоочистки 372
20.3. Показатели расхода материала . . 374
20.4. Материалы и антикоррозионная защита 375
20.5. Расчет 378
20.5.1. Основные расчетные данные 378
20.5.2. Указания по расчету (канд. техн. наук *Г. П Кандаков*) . . . 387
20.6. Современные решения доменных комплексов 401
Список литературы 403

Глава 21. Газгольдеры (инженеры *С. И. Веревкин, Л. А Ефремович*) . . 404

21.1. Общие сведения 404
21.2. Газгольдеры постоянного объема . 405
21.2.1. Шаровые газгольдеры . . 408
21.2.2. Цилиндрические газгольдеры 409
21.3. Газгольдеры переменного объема . 411
21.3.1. Мокрые газгольдеры с внешними вертикальными направляющими 413
21.3 2. Кровля колокола 417
21.3.3. Телескоп 420
21.3.4 Резервуар 420
21.3.5 Внешние и внутренние ролики 421
21.3.6 Внешние направляющие . . 421
21.3.7. Пригрузка 422
21.3 8 Затворы 422
21.3.9 Мокрые газгольдеры с винтовыми направляющими 422
21.3.10. Лестницы 424
21.3.11. Мокрые газгольдеры пониженного давления 425
21.3.12. Сухие газгольдеры . . . 425
Список литературы 427

Глава 22. Резервуары (канд. техн. наук *М. К. Сафарян*) 427

22.1. Общие положения 427
22.1.1. Основные определения, классификация и назначение резервуаров 428
22.1.2. Стали для несущих элементов резервуаров 428
22.2. Конструкция вертикальных цилиндрических резервуаров для нефти и нефтепродуктов 428
22.2.1. Конструкция резервуаров со стационарной крышей 430
22.2.2. Конструкция резервуаров с понтоном 431
22.2.3. Конструкция резервуаров с плавающей крышей 431
22.2.4. Основные положения оптимизации вертикальных цилиндрических резервуаров для нефти и нефтепродуктов 433
22.2.5. Технико-экономические показатели вертикальных цилиндрических резервуаров 433
22 3 Расчет элементов вертикальных цилиндрических резервуаров 433
22.3.1. Общие указания 433
22.3.2. Расчет стенки резервуаров на прочность 434
22.3.3. Расчет стенки резервуаров на устойчивость 434
22.3.4. Расчет сопряжения стенки резервуаров с днищем 435
22.3.5. Расчет колец жесткости стенки резервуаров 436
22 4 Расчет стационарных крыш-резервуаров 439
22.4.1. Расчет конической щитовой крыши 439
22.4.2. Расчет висячей («безмоментной») кровли 440
22.4.3. Расчет сферического щитового покрытия с радиальными ребрами жесткости 440
22.4.4. Расчет сферического щитового ребристо-кольцевого покрытия . . 442
22.5 Конструкция и специфика расчета резервуаров для воды 442
22 6. Резервуары повышенного давления 444
22 6.1. Резервуары конструкции ДИСИ и «Гибрид» 444
22.6.2. Расчет вертикальных цилиндрических резервуаров повышенного давления с торосферической кровлей 446
22.6.3. Конструкция и расчет осесимметричных каплевидных резервуаров 447
22.7 Конструкция и расчет горизонтальных цилиндрических резервуаров . . . 449
22.7.1. Конструкция горизонтальных цилиндрических резервуаров . . 449
22.7.2. Расчет надземных резервуаров на прочность и устойчивость при воздействии избыточного давления и вакуума 450
22.7.3. Расчет надземных горизонтальных цилиндрических двухопорных резервуаров на изгиб при воздействии поперечных неосесимметричных нагрузок 452
22.7.4. Расчет опорных колец жесткости и диафрагм горизонтальных цилиндрических резервуаров . . 453
22.7.5 Расчет подземных горизонтальных цилиндрических резервуаров 456
22.8. Конструкция и расчет сферических резервуаров 458
Список литературы 459

Глава 23. Бункера и силосы (канд. техн. наук *Ю. С. Плишкин*, инж. *Л. А. Ефремович*) 461

23.1. Общие сведения 461
23.1.1. Основные определения . . 461
23.1.2. Нагрузки 461
23.1.3. Материалы и соединения . 463
23.2. Конструктивные решения . . . 464
23.2.1. Пирамидально-призматические бункера 464
23.2.2. Лотково-призматические бункера 465
23.2.3. Гибкие (параболические) бункера 465
23.2.4. Гибкие бункера с жесткими разгрузочными воронками . . . 466
23.2.5. Конусно-цилиндрические бункера и круглые силосы 466
23 3. Расчет конструкций 467
23.3.1. Плоская стенка 467
23.3.2. Ребра 468
23.3.3. Бункерные балки 469
23.3.4. Гибкие стенки 469
23.3.5. Цилиндрические и конические стенки 470
Список литературы 471

Глава 24. Надземные трубопроводы (канд. техн. наук *А Е. Любин*) . . . 471

24.1. Общие сведения 471
24.1.1. Основные положения . . . 471
24.1.2. Компоновка трубопроводных систем 472
24.1.3. Материал конструкций и соединений. Футеровка, антикоррозийная защита 476
24.2. Конструктивные решения 477
24.2.1. Трубопроводы 477
24.2.2. Оборудование, лазы, заглушки 479
24.2.3. Опоры трубопроводов . . 480
24.2.4. Опорные части и опорные узлы 482
24.2.5. Компенсирующие устройства 483
24.2.6. Лестницы и площадки . . 485
24.2.7. Основные правила техники безопасности 485
24.3. Расчет 486
24.3.1. Основные положения . . 486
24.3.2. Рекомендации по расчету систем трубопроводов 488
Список литературы 503

РАЗДЕЛ V. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ АНТЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ (д-р техн. наук проф. *А. Г. Соколов*)

Глава 25. Общие сведения. Нагрузки и воздействия 504

25.1. Современные виды антенных устройств и их классификация . . . 504
25.2. Требования, предъявляемые к металлическим конструкциям антенных устройств 504
25.3 Общие указания по нагрузкам и воздействиям 506
25.4. Масса 508

Стр

25 5 Воздействие ветра 509
25 6 Обледенение 517
25 7 Температура 517
25 8 Особые воздействия 519

Глава 26 Методы расчета и конструктивные решения

26 1 Конструктивные решения и методы расчета башен 519
26 1 1 Схемы башен . . 519
26 1 2 Виды решеток и размещение диафрагм . . 519
26 1 3 Особенности расчета решетчатых башен . 522
26 2 Конструктивные решения и методы расчета мачт . . . 526
26 2 1 Общие сведения 526
26 2 2 Основные положения расчета нитей . . 527
26 2 3 Схемы мачт . . . 527
26 2 4 Основные положения расчета 534
26 2 5 Влияние погрешностей изготовления и монтажа 540
26 3 Конструктивные решения и методы расчета систем . . 542
26 3 1 Общие положения . 542
26 3 2 Примеры конструктивных решений 543
26 3 3 Особенности расчета систем 545
26 4 Перевозные антенные устройства 546
26 5 Зеркальные антенны 549
26 5 1 Основные требования, предъявляемые к размещению и конструкциям зеркальных антенн (радиотелескопов) 549
26 5 2 Классификация зеркальных антенн (радиотелескопов) . 549
26 5 3 Расчет по первому предельному состоянию 551
26 5 4 Особенности определения аэродинамических характеристик 553
26 6 Расчет зеркальных антенн по второму предельному состоянию (канд техн наук *В С Поляк*) 554
26 6 1 Общие положения . . 554
26 6 2 Расчет снижения эффективности работы антенны от конструктивных несовершенств 554
26 6 3 Расчет начальных искажений (расчет точности) . . 556
26 6 4 Расчет эксплуатационных (деформационных) искажений 559
26 6 5 Основы оптимизации конструктивного решения по эффективности работы антенны 562
26 6 6 Графики и приближенные решения 563
26 7 Решения конструкций зеркальных антенн (*В С Поляк*) . 568
26 7 1 Выбор конструктивного решения 568
26 7 2 Принципы рационального конструирования . 569
26 7 3 Методика определения исходных данных для разработки компоновочно конструктивной схемы 570
26 7 4 Отражающая поверхность 570
26 7 5 Несущие конструкции вращаемых зеркал . . . 572
Список литературы . . 579

РАЗДЕЛ VI СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ (д р техн наук проф *Н П Мельников* канд техн наук *С С Кармилов*)

Глава 27 Область применения. Материалы Профили Соединения Общая расчетная часть 581

27 1 Область применения 581
27 2 Характеристика материалов . . 581
27 3 Сортамент стандартных и заводских полуфабрикатов и условия компоновки профилей . . 587
27 4 Расчет конструкций из алюминиевых сплавов . 591
27 4 1 Расчетные сопротивления и коэффициенты условий работы . 591
27 4 2 Особенности расчета и конструирования . 595
27 5 Расчет соединений конструкций из алюминиевых сплавов 606
27 5 1 Сварные соединения 606
27 5 2 Заклепочные и болтовые соединения 607
27 5 3 Монтажные соединения на высокопрочных болтах 607
27 5 4 Соединения с фрезерованными торцами . . 608
27 5 5 Анкерные болты 608
Перечень ГОСТов на алюминиевые сплавы и полуфабрикаты . . 608

Глава 28 Проектирование конструкций из алюминиевых сплавов . . . 608

28 1 Особенности проектирования, изготовления и монтажа конструкции из алюминиевых сплавов 608
28 2 Проектирование алюминиевых конструкций 610
28 2 1 Общие рекомендации 610
28 2 2 Конструктивные требования 611
28 2 3 Сварные соединения 612
28 2 4 Заклепочные соединения 613
28 3 Конструктивные и эксплуатационные требования к стеновым ограждающим конструкциям из алюминиевых сплавов . . 614
28 3 1 Общие требования . . . 614
28 3 2 Соединения панелей с каркасом и стыки панелей . 614
28 4 Примеры конструктивных решений . 614
Список литературы 627

РАЗДЕЛ VII. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ (доктора техн наук *Е И Беленя, В М Вахуркин, Н П. Мельников*)

Глава 29. Виды предварительного напряжения . . . 628

29 1 Основные положения (*Е И Беленя, Н П Мельников*) 628
29 2 Предварительное напряжение стержней и конструктивных элементов 629
29 2 1 Предварительное напряжение затяжками (*Е И. Беленя, В М Вахуркин*) 629
29 2 2 Стержни работающие на растяжение (*Е И Беленя Н П Мельников*) 632
29 2 3 Стержни, работающие на сжатие (*Н П Мельников*) 634
29 2 4 Балки, предварительно напряженные затяжками (*Е И Беленя В М Вахуркин*) 637
29 2 5 Учет пластической стадии работы балок (*Н П Мельников*) 642
29 2 6 Общая устойчивость предварительно напряженных балок (*Е И Беленя*) 644
29 2 7 Балки предварительно напряженные смещением опор (*Е И Беленя*) . 645
29 2 8 Балки предварительно напряженные изгибом элементов (*Н П Мельников*) 646
29 2 9 Фермы, предварительно напряженные затяжками (*Е И Беленя*) 648
29 2 10 Фермы с многоступенчатым предварительным напряжением (*Е И Беленя*) . . 650
29 2 11 Работа предварительно напряженной нити на сжатие (*В М Вахуркин*) 651

Глава 30 Различные конструктивные формы и примеры предварительно-напряженных конструкций (*Е И Беленя В М Вахуркин*) 652

30 1 Предварительно напряженные фермы (*Е И Беленя*) 652
30 2 Консольная балочно рамная система (*В М Вахуркин*) 655
30 3 Оболочки (*В М Вахуркин*) 656
30 4 Сетчатые покрытия (*В М Вахуркин*) 656
30 5 Панели покрытия (*Е И Мельников*) 657
30 6 Объемно блочные конструкции покрытий (*Е И Беленя*) . . 660
30 7 Листовые конструкции (*Е И Беленя*) 661
30 8 Конструкции из гибких нитей (вант) 663
30 9 Перекрестные балки (*Е И Беленя*) 664
30 10 Рамные системы (*Е И Беленя*) 664
Список литературы 665

Стр.

РАЗДЕЛ VIII. РАСЧЕТ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ НА ДИНАМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ

Глава 31. Динамические нагрузки и их краткая характеристика (д-р техн. наук проф. *И. Л. Корчинский*) 666

31.1. Вибрационная нагрузка 667
31.2. Импульсивная нагрузка 667
31.3. Комбинации различных вибрационных и импульсивных нагрузок 667
31.4. Подвижная нагрузка 668
31.5. Случайные динамические воздействия 668
Список литературы 670

Глава 32. Расчет конструкций (канд. техн. наук *Л. А. Бородин*) 670
32.1. Расчет конструкций на свободные колебания 670
32.1.1. Расчетные схемы 670
32.1.2. Определение частот и форм собственных колебаний конструкций 671
32.2. Расчет конструкций на вынужденные колебания 673
32.2.1. Расчет на вибрационную нагрузку 674
32.2.2. Расчет на импульсивную нагрузку 674
32.3. Расчет зданий каркасного типа на сейсмические воздействия 675
32.4. Расчет высоких гибких сооружений (инж. *М. М. Ефремов*) 676
32.4.1. Свободные колебания . . 676
32.4.2. Расчет на сейсмические воздействия 681
32.5. Расчет резервуаров на сейсмические воздействия (инж. *М. М. Ефремов*) . . 682
Список литературы 682

РАЗДЕЛ IX. ПРИМЕНЕНИЕ ЭВМ В ПРОЕКТИРОВАНИИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ (д-р техн. наук *Г. А. Геммерлинг*, канд. техн. наук *В. Н. Гордеев*)

Глава 33. Общие положения . . . 683

Глава 34. Аннотированный перечень программ 684

34.1. Сбор нагрузок 684
34.2. Вычисление геометрических характеристик сечений 684
34.3. Статические и динамические расчеты конструкций в упругой стадии . . . 685
34.4. Составление комбинаций расчетных усилий 687
34.5. Расчет конструкций в упругопластической стадии 687
34.6. Расчет конструкций с гибкими и выключающимися связями. Расчет по деформированной схеме 688
34.7. Устойчивость равновесия и определение свободных длин элементов . . . 689
34.8. Определение напряжений и несущей способности элементов с заданными сечениями 689
34.9. Подбор сечений и автоматизированное проектирование конструкций . . . 690
34.10. Рекомендации по применению программ 691

Глава 35. Рекомендации по организации процесса автоматизированного проектирования 692

РАЗДЕЛ X. ИСПЫТАНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ (канд. техн. наук *И. В. Левитанский*)

Глава 36. Подготовка и проведение статических испытаний 693

36.1. Общие положения 693
36.2. Подготовка конструкций к испытаниям 695
36.3. Подготовка испытательных и измерительных средств 696
36.4. Проведение испытаний 703

Глава 37. Анализ и оценка результатов испытаний 705

37.1. Общие положения 705
37.2. Анализ результатов испытаний конструкций в области упругой работы . . 706
37.3. Анализ поведения исследуемых конструкций в упругопластической, пластической и предельной стадиях 707
37.4. Оценка и оформление результатов испытаний 709
Список литературы 710

РАЗДЕЛ XI. ЗАЩИТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ОТ КОРРОЗИИ (д-р хим. наук *А. И. Голубев*, канд. техн. наук *А. М. Шляфирнер*)

Глава 38. Классификация агрессивных сред и коррозионная стойкость материалов 711

38.1. Классификация агрессивных сред . 711
38.2. Коррозионная стойкость строительной стали 714
38.3. Влияние напряжений на коррозию стальных строительных конструкций . . 715
38.4. Коррозионная стойкость алюминиевых сплавов 716

Глава 39. Требования к конструктивной форме для зданий и сооружений в агрессивных средах 716

Глава 40. Защита металлических конструкций от коррозии 719

40.1. Защитные покрытия 719
40.2. Подготовка поверхности стальных конструкций перед нанесением защитных покрытий 720
40.3. Защита стальных строительных конструкций от коррозии металлическими покрытиями 721
40.3.1. Горячее цинкование и алюминирование 721
40.3.2. Металлизационные покрытия 721
40.3.3. Гальванические покрытия . 722
40.4. Защита от коррозии стальных и алюминиевых конструкций лакокрасочными материалами 722
40.5. Защита стальных конструкций комбинированными металлизационно-лакокрасочными покрытиями 722
40.6. Электрохимическая защита стальных конструкций 722
40.7. Проектирование защиты стальных конструкций от коррозии 722
40.8. Защитно-декоративная отделка алюминия 723
Список литературы 728

РАЗДЕЛ XII. УЧЕТ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ТРЕБОВАНИЙ ТЕХНОЛОГИЧНОСТИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ, ТРАНСПОРТИРОВАНИЯ, МОНТАЖА И ЭКОНОМИКИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Глава 41. Технологичность стальных конструкций (д-р техн. наук проф. *М. М. Сахновский*) 729

41.1. Общие понятия и условия технологичности 729
41.2. Показатели технологичности стальных конструкций 729
41.3. Методика определения трудоемкости изготовления конструкций (канд. техн. наук *В. В. Волков*) 730
41.4. Дополнительные показатели технологичности стальных конструкций . . . 735
41.5. Технологические возможности заводов строительных стальных конструкций . . 735
41.6. Обработка деталей стальных конструкций 735
41.6.1. Кислородная резка стали . . 735
41.6.2. Особенности конструирования деталей, изготовляемых холодной гибкой 737
41.7. Технологические возможности заводской сборки и сварки элементов стальных конструкций 738
41.7.1. Влияние технологии сборки элементов на конструктивные формы 738
41.7.2. Технологичность сварных соединений 738

Стр.

41.8. Конструирование элементов с фрезерованными торцами 740
41.9. Назначение общих и контрольных сборок 740
41.10. Отклонения и допуски в размерах стальных конструкций 741
41.11. Требования к проектам конструкций, изготовляемых на автоматизированных поточных линиях (канд. техн. наук *А. С. Чесноков*) 741
Список литературы 742

Глава 42. Транспортирование (инж. *Л. И. Левин*) 742

42.1. Перевозка стальных конструкций железнодорожным транспортом 742
42.1.1. Габариты приближения строений и габариты подвижного состава. Габариты погрузки. Степени негабаритности 742
42.1.2. Определение расчетной негабаритности груза на кривой железнодорожного пути 745
42.1.3. Рекомендации по членению стальных конструкций на отправочные элементы 747
42.1.4. Стоимость перевозки стальных конструкций по железным дорогам общего назначения 748
42.2. Перевозка стальных конструкций автомобильным транспортом 749
42.3. Перевозка стальных конструкций морским транспортом 751
42.4. Перевозка стальных конструкций речным транспортом 755
42.5. Перевозка стальных конструкций воздушным транспортом 755
Список литературы 755

Глава 43. Монтаж (канд. техн. наук *А. Д. Соколова*) 756

43.1. Основные методы монтажных работ 756
43.2. Монтажное оборудование . . . 758
43.2.1. Подъемные краны . . . 758
43.2.2. Оборудование и приспособления для такелажных работ . . . 760
43.3. Требования к методам монтажа и конструкциям 760
43.3.1. Требования к методам производства работ 760
43.3.2. Монтажные требования к конструкциям 761
Список литературы 762

Глава 44. Методика определения технико-экономических показателей стальных конструкций в процессе проектирования (канд техн. наук *Д. Н. Стрелецкий*) . . 762

44.1. Трудоемкость изготовления конструкций 763
44.2. Стоимость конструкций 765
44.3. Определение трудоемкости изготовления и стоимости каркаса здания . . 770
44.4. Пример определения технико-экономических показателей 771
44.5. Приведенные затраты 773
44.6. Принципы построения оптовых цен на стальные конструкции 774
Список литературы 775

ПРЕДИСЛОВИЕ

Справочник по металлическим конструкциям вышел первым изданием в 1962 г. и стал одним из основных пособий по проектированию.

Второе, дополненное и переработанное издание содержит необходимые проектировщикам и научным работникам сведения и справочные данные для разработки конструктивных форм, решаемых в металле Приведенные в справочнике материалы базируются на использовании многолетнего опыта ЦНИИпроектстальконструкции и других организаций, проектирующих металлические конструкции.

Второе издание справочника дополнено разделами и главами, посвященными описанию современных конструктивных решений и способов расчета Разделы, содержавшиеся в первом издании, подверглись существенной переработке и дополнению с учетом обновления, совершенствования и развития конструктивных форм, а также изменения государственных стандартов, соответствующих глав Строительных норм и правил и различных технических условий.

В справочнике рассмотрены основные вопросы выбора рациональных конструктивных форм зданий и сооружений и освещены современное состояние и пути дальнейшего развития металлических конструкций, изложены основные положения и данные, необходимые при проектировании.

Основной задачей капитального строительства является повышение эффективности капитальных вложений, обеспечение дальнейшего роста и качественного совершенствования основных фондов, быстрейшего ввода в действие и освоения новых производственных мощностей во всех отраслях народного хозяйства за счет улучшения планирования, проектирования и организации строительного производства, сокращения продолжительности и снижения стоимости строительства. С этой целью необходимо:

повысить уровень индустриализации строительства и степень заводской готовности строительных конструкций;

шире применять в строительстве новые виды материалов и изделий, экономичные профили металлопроката, изделия из алюминиевых сплавов;

обеспечить экономию проката черных металлов и снижение сметной стоимости строительства.

При подготовке второго издания справочника авторы стремились отразить результат быстрого поступательного развития науки и техники в области металлических конструкций и содействовать внедрению новых прогрессивных конструктивных форм и способов расчета, разработанных в последние годы в СССР и за рубежом. При этом ставилась задача дать материал, позволяющий учитывать требования и перспективу дальнейшего развития конструктивных форм и способов изготовления и монтажа металлических конструкций. Обобщены важнейшие виды и тенденции развития металлостроительства, применения новых сталей, сплавов, профилей проката, типов соединений и конструкций.

Справочник предназначен для широкого круга специалистов — проектировщиков и строителей металлических конструкций, студентов, аспирантов, преподавателей вузов и др.

Справочник состоит из 12 разделов, включающих 44 главы и охватывающих основные вопросы проектирования металлических конструкций промышленных зданий и сооружений Материал распределен по разделам соответственно характеру тематики, типам зданий и сооружений; помимо вопросов непосредственно проектирования включены неразрывно связанные с ним сведения по материалам, промышленному изготовлению, транспортированию, монтажу и экономике металлических конструкций

Для каждого типа сооружения приведены: краткая характеристика особенностей его работы, перечень конструкций, входящих в состав сооружения, особенности конструктивных форм, рекомендации по выбору и компоновке схем сооружений и применению марок стали и соединений. нагрузки и особенности расчета, конструктивные требования, существующие типовые конструкции, расход стали и некоторые другие данные.

Степень детализации отдельных вопросов в справочнике предусмотрена с учетом существующей литературы с тем, чтобы большее внимание уделить вопросам, мало освещенным в литературе Указания по расчетам отдельных видов конструкций даны без изложения общих методов, приводятся только рекомендации по применению известных методов и упрощенных приемов расчета В конце глав или разделов помещены списки литературы

Раздел I справочника состоит из четырех глав.

В гл. 1 приведены классификация строительных сталей, марки сталей и их подробные характеристики. Описаны критерии сопротивления стали и стальных конструкций хрупкому разрушению. Даны рекомендации по повышению хладостойкости стальных конструкций, выбору марок стали для стальных конструкций зданий и сооружений с учетом требований СНиП, конструктивных особенностей и условий эксплуатации.

В гл. 2 рассмотрены характеристики профилей общего и специального назначения, применяемых в строительных конструкциях; указаны области их рационального применения и перечислены нормативные документы, по которым они поставляются.

Глава 3 посвящена описанию и классификации различных заводских и монтажных соединений деталей и элементов конструкций с указанием областей их рационального применения.

Глава 4 содержит общие расчетные положения, разработанные ЦНИИпроектстальконструкцией при участии других организаций.

В разделе II рассмотрен наиболее массовый класс конструкций — стальные конструкции зданий. Раздел состоит из 12 глав и включает общие положения проектирования стальных конструкций с указанием областей их применения. Приведены необходимые проектировщикам данные по вопросам унификации, типизации и стандартизации стальных конструкций производственных зданий. Освещены вопросы проектирования стальных каркасов одноэтажных и многоэтажных зданий, приведены рекомендации по компоновке и выбору схем каркасов и методике их расчета, даны указания по конструированию и расчету узлов сопряжений, показаны примеры решений наиболее интересных стальных каркасов современных одноэтажных и многоэтажных зданий. Приведены конструктивные решения и рекомендации по расчету элементов стальных конструкций производственных зданий: колонн, подкрановых путей, покрытий, фахверков, переплетов и оконных панелей, площадок, лестниц и ограждений В каждой главе приведены необходимые справочные данные по типовым конструкциям массового применения. Включены новые главы по легким металлическим конструкциям (гл. 15) и конструкциям из широкополочных двутавров и тавров (гл. 16), в которых освещены особенности этих конструкций и указаны области их рационального использования.

Раздел III посвящен стальным конструкциям покрытий больших пролетов балочных, рамных, арочных, пространственных и висячих систем. В трех главах (17—19) этого раздела приведены схемы, конструктивные решения и рекомендации по расчету большепролетных покрытий указанных типов. Раздел пополнен новыми примерами решений покрытий, особенно пространственного типа, в том числе уникальных сферических оболочек, выполненных по разработкам ЦНИИпроектстальконструкции.

Раздел IV «Стальные листовые конструкции» состоит из пяти глав и содержит рекомендации и необходимые справочные данные по выбору схем, компоновке конструкций, выбору марок сталей, конструктивным решениям и расчетам конструкций доменных цехов и газоочисток, газгольдеров, резервуаров, бункеров, силосов и надземных трубопроводов. Этот раздел пополнен многими примерами современных листовых конструкций, в том числе комплекса самой крупной в мире доменной печи объемом 5 тыс. м^3 и резервуаров большой вместимости. Приведены также подробные рекомендации по расчетам футерованных конструкций (гл. 20).

В разделе V «Металлические конструкции антенных сооружений» приведена классификация антенных систем, описаны особенности различных нагрузок и воздействий. Изложены вопросы компоновки, конструирования и расчета различных антенных сооружений. Более подробно представлены конструктивные решения и рекомендации по расчету зеркальных антенн.

Конструкции из алюминиевых сплавов описаны в разделе VI. В нем изложены все основные положения и рекомендации по проектированию алюминиевых конструкций: области рационального применения; рекомендации по выбору сплавов и типов соединений, компоновке и выбору прессованных и гнутых профилей; указания по расчету конструкций и соединений. Приведены примеры различных алюминиевых конструкций.

Раздел VII «Предварительно-напряженные металлические конструкции» существенно расширен. В него включены результаты новых исследований и примеры конструктивных решений с использованием различных способов предварительного напряжения. Приведены описания видов предварительного напряжения и областей их применения, а также различных форм предварительно-напряженных конструкций и указаны рекомендуемые способы их расчета.

Раздел VIII, заново включенный в справочник, посвящен расчету металлических конструкций на динамические воздействия. Раздел состоит из двух глав, в которых даны классификация динамических воздействий и рекомендации по расчету конструкций, в том числе на сейсмические воздействия.

Раздел IX «Применение ЭВМ в проектировании металлических конструкций» также является новым. В трех его главах приведены подробные аннотации различных программ по проектированию металлических конструкций с использованием ЭВМ. Большое перспективное значение имеют включенные в раздел рекомендации по организации автоматизированного проектирования металлических конструкций.

Создание новых и совершенствование существующих конструкций немыслимо без экспериментальных исследований. Эти вопросы изложены в новом, X разделе справочника, в котором описаны подготовка и порядок проведения экспериментальных исследований и последующий анализ и оценка результатов испытаний. Приведены также необходимые проектировщику справочные данные об имеющихся испытательных приборах, оборудовании и установках для экспериментальных исследований.

За последние годы большое народнохозяйственное значение приобрели вопросы защиты металлических конструкций от коррозии. Эти вопросы в справочнике отражены впервые. В разделе XI дана классификация агрессивных сред и коррозионной стойкости различных материалов, изложены особенности конструктивных решений и приведены рекомендуемые способы защиты металлических конструкций от коррозии.

В разделе XII изложены требования к конструктивной форме — технологичности изготовления, удобства транспортирования, монтажа и экономичности. Учет этих требований позволит повысить эффективность металлических конструкций. Приведена методика оценки технико-экономических показателей стальных конструкций в процессе проектирования.

Н. П. МЕЛЬНИКОВ

ВВЕДЕНИЕ

Проектировщик, разрабатывая те или иные конструктивные формы, руководствуется при решении инженерных задач основными принципами науки о металлических конструкциях и методами советской конструкторской школы.

Наука о металлических конструкциях органически связана с практикой. Она решает вопросы создания конструктивных форм зданий и сооружений и основывается на теории формообразования; теории сооружений, включающей методы статического и динамического расчетов; теории надежности и экспериментальных исследованиях; теории технологических процессов, процессов монтажа и экономики конструкций.

Теория формообразования рассматривает идеи создания конструктивных форм; изучает области применения металлических конструкций; исследует строительные стали и алюминиевые сплавы, сортаменты горячекатаных и холодноформованных профилей, оптимизацию конструктивных комплексов и элементов; изучает типизацию конструкций, теорию соединений и методы создания конструктивных форм.

Современные требования к методике расчета металлических конструкций диктуются развитием конструктивных форм, тесно связанных с прогрессом различных отраслей народного хозяйства и строительной техники. Характеристика конструктивной формы служит одной из основных и важнейших исходных предпосылок для постановки расчетной задачи и выбора методики расчета.

Если в прошлом наблюдалось стремление создавать конструктивные формы на основе использования статически определимых, так называемых четких шарнирных расчетных схем, то в настоящее время использование ЭВМ позволяет проектировать разнообразные конструктивные формы и получать достаточно полную картину напряженно-деформированного состояния, отражающую действительные условия работы сооружения.

Наука о металлических конструкциях прошла большой путь развития и в настоящее время занимает ведущее место в мировой строительной технике.

Начало применения в России металлических конструкций относится к XVIII в., но более широкое применение и развитие они получили в XIX в. К началу XX в. отечественными инженерами были созданы рациональные конструктивные формы сооружений из стали, оригинальные по замыслу и выбранные на основе анализа законов изменения веса конструкций.

В советский период, к началу первой пятилетки, проектирование металлических конструкций основывалось на развитии лучших достижений отечественной и зарубежной строительной техники. Однако технические решения зарубежных школ проектирования металлических конструкций промышленных зданий и сооружений во многом уступали решениям советской школы и не могли полностью отвечать требованиям, основанным на комплексном изучении и учете факторов, определяющих выбор наиболее рациональных конструкций, их весовых, эксплуатационных и других показателей. Объяснялось это тем, что одни зарубежные школы проектирования основывались на теоретическом расчете и выборе конструктивной формы и рассматривали каждое сооружение как уникальное. Другие школы, стремясь к максимальному снижению трудоемкости изготовления конструкций, приходили к примитивным решениям, заметно утяжелявшим конструкции.

Советская конструкторская школа развивалась на базе работ и исследований, выполненных организацией, созданной в 1880 г. и руководимой выдающимся ученым и инженером, почетным академиком В. Г. Шуховым. Отечественная школа металлостроительства базировалась на развитии законов веса как решающего критерия, которому придавалось большое значение при поисках легких и оригинальных конструктивных форм, например башни Шухова, шуховские стропильные фермы, покрытия больших пролетов. Советская конструкторская школа, созданная коллективами ЦНИИпроектстальконструкции, МИСИ им. В. В. Куйбышева, ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко и другими организациями, является дальнейшим развитием отечественной конструкторской школы. Она изучает пути и особенности создания оптимальной конструктивной формы и устанавливает основные критерии для ее выбора, к которым могут быть отнесены:

соответствие конструктивной формы технологическим требованиям производственного процесса, функциональному назначению здания или сооружения, а также условиям их эксплуатации;

минимальная масса металлических конструкций;

возможно наименьшая трудоемкость изготовления и монтажа конструкций;

наибольшая возможная скорость и удобство монтажа конструкций;

минимальная стоимость каркаса здания или сооружения.

Анализируя конструктивные формы отечественных сооружений из металла, можно отметить три периода в их развитии:

1. Дореволюционный период, когда выбор конструктивной формы был подчинен экономии металла и основан на теоретически оптимальной схеме, чему особенно способствовало широкое развитие строительной механики в конце XIX и начале XX в.

2. Послереволюционный период, когда создание конструктивной формы, основанной на принципе экономии металла, испытывало влияние перехода от кустарных способов изготовления и монтажа конструкций к механизированным. Несоизмеримые по сравнению с прошлым масштабы строительства, положив начало индустриальному изготовлению конструкций, выдвинули проблему резкого увеличения производства металлических конструкций и снижения трудоемкости их изготовления на базе максимального использования современного оборудования заводов-изготовителей.

В соответствии с развитием социалистической экономики страны были поставлены новые требования, важнейшими из которых наряду с экономией металла стали снижение трудоемкости изготовления и монтажа, а также обеспечение требуемой долговечности при значительно более сложных условиях эксплуатации.

При выборе оптимальных технологических параметров, учете возможного возрастания нагрузок, систематизации технологических требований и при необходимости повышения капитальности сооружений, обеспечивающей их моральную и физическую долговечность, потребовалась совместная работа проектировщиков и технологов. В этот период был создан первый у нас в стране «Справочник по металлическим конструкциям» (1934 г.). Однако его содержание исчерпывалось расчетными таблицами и изложением норм проектирования.

3. Послевоенный период, когда к конструктивной форме наряду с требованием высокого качества были предъявлены требования экономии металла, индустриализации изготовления и скоростного монтажа. На первый план были выдвинуты, с одной стороны, требования типизации и стандартизации и использования новейших способов производства (сварки, газовой резки, механической обработки на высокопроизводительных агрегатах и др.), а с другой, — скоростного монтажа крупными блоками, основанного на превращении строительного процесса в высокомеханизированную сборку отдельных укрупненных блоков.

Эти тенденции вызвали необходимость создания конструктивных форм типовых зданий и сооружений, основанных на модульности многократно повторяющихся стандартных и типовых элементов, обеспечивающей возможность их серийного изготовления с использованием специальных устройств и приспособлений (автоматических установок, кондукторов, станков и т. п.). Развитие скоростного монтажа привело к созданию конструкций с простыми и надежными болтовыми и сварными монтажными соединениями, обеспечивающими быструю установку, выверку и закрепление элементов.

Современный этап в создании металлических конструкций связан с переводом процесса изготовления на механизированный поточный метод, а процесса монтажа на поточно-блочный конвейерный способ сборки конструкций. Новое в технологии изготовления обусловливает выбор такой конструктивной формы, которая соответствовала бы механизированному и автоматизированному способу изготовления на поточных линиях. Достижение более высокого уровня индустриализации, при котором процесс монтажа на месте строительства превращается в процесс сборки или установки конструкций из крупных блоков, возможно лишь при создании конструкций, отвечающих этому требованию. Разработка конструктивных форм, соответствующих критерию наименьшей трудоемкости изготовления и монтажа, в указанном смысле становится важной задачей.

Применение ЭВМ создает новые возможности в развитии автоматизации производства и позволяет резко повысить эффективность изготовления металлических конструкций. Благодаря комплексной автоматизации выполнение всех основных и вспомогательных функций трудового процесса — технологической, транспортной, энергетической, контрольно-измерительной и логической — перекладывается на машины и устройства.

Конструктивные формы изделий и способы их изготовления на поточных линиях рассматриваются как единый комплекс, определяющий оптимальность методов производства. Основные требования, которым должна удовлетворять конструктивная форма, дополняются требованиями поточного производства — минимальное число типоразмеров конструкций, приемлемые для перемещения на поточных линиях габариты элементов, возможность членения конструкции на постепенно укрупняемые элементы. Анализ показывает, что уже сейчас возможно большинство конструкций промышленных зданий перевести на прогрессивные способы производства. Надо полагать, что в дальнейшем на этот способ производства будут переведены строительные конструкции широкой номенклатуры. Автоматизация изготовления — генеральное направление в области развития производства металлических конструкций. При этом интенсификация процессов изготовления конструкций предполагает переход на широкую специализацию. В этой связи становится необходимым изучение объемов и номенклатуры конструкций специализированного заводского изготовления. Переход на новые способы производства требует изучения законов изменения трудовых затрат и закономерностей ценообразования металлических конструкций.

В перспективе получит развитие новое направление индустриализации строительства — создание заводов, основанных на автоматизированном поточном производстве типовых и унифицированных конструкций массового применения. Особое значение при-

обретает развитие производства и комплектной поставки легких металлических конструкций для сооружения промышленных зданий. Созданные заводы легких конструкций, в том числе заводы алюминиевых конструкций, обеспечивают выпуск широкой номенклатуры легких конструкций.

Неуклонный рост капитального строительства, повышение его индустриального уровня и степени заводской готовности конструкций ведут к росту потребления металлопроката. Прогноз перспективного развития строительных металлических конструкций учитывает факторы технического прогресса, позволяющие рационально использовать металлопрокат и получить существенную экономию стали.

Наибольшая экономия стали достигается благодаря повышению прочностных характеристик сталей и более широкому применению сталей повышенной и высокой прочности, экономичных профилей проката и прогрессивных конструктивных форм. С вводом в действие стана по прокатке широкополочных двутавров разработаны и внедрены конструкции промышленных зданий и сооружений индустриального изготовления с применением этих прогрессивных профилей. Пуск стана по производству тонкостенных профилей на Молодечненском заводе металлоконструкций позволил внедрить новый тип легких конструкций из замкнутых прямоугольных гнутосварных профилей.

Существенную экономию стали можно получить и благодаря использованию других факторов технического прогресса: применения ЭВМ, новых типов соединений, эффективных способов защиты от коррозии и др.

Получает развитие новое направление— создание конструктивных форм легких конструкций: складывающихся, быстровозводимых, пространственных и плоских. Разработаны и внедрены фермы с поясами из широкополочных тавров, фермы из тонкостенных трубчатых элементов, сквозные (перфорированные) балки, тонкостенные балки, рамные конструкции, структуры из труб, структуры из объемных элементов, консольно-блочные покрытия, блочные системы, сетчатые оболочки из стандартных предварительно-напряженных элементов, складывающиеся тонкостенные покрытия, складывающиеся фермы, складывающиеся структуры, складывающиеся тентовые оболочки, тросовые покрытия с металлическим настилом.

Получили применение стали разных классов прочности с карбонитридным упрочнением, пригодные для сварных конструкций не только в обычных условиях, но и в условиях северного исполнения. Для ответственных конструкций применяются стали с пределом текучести 450—600 МПа. Разработаны и получают промышленное внедрение высокопрочные экономно-легированные стали с пределом текучести 750 МПа для сварных конструкций. Ведутся исследования новых марок сталей с пределом текучести 900 МПа Исследованы и внедрены атмосферостойкие стали, обладающие повышенными антикоррозионными свойствами. Разрабатываются новые экономичные марки полуспокойной стали с пределом текучести 330—600 МПа, не содержащие дефицитных легирующих добавок.

В последние годы несущие конструкции из алюминиевых сплавов получили общее признание. Отечественные и зарубежные исследования показывают, что, начиная с пролетов более 50 м, такие конструкции оказываются экономичнее стальных. Особенно эффективны подвижные конструкции крановых мостов, кранов-перегружателей, разводных мостов и др. Но наиболее широкое применение алюминиевые сплавы найдут в ограждающих конструкциях.

В проблеме разработки оптимальных профилей есть два аспекта: экономия материала, определяемая его формой, и экономия материала, определяемая градацией и числом профилей в сортаменте. Работы в области теории сортамента горячекатаных, холодноформованных и составных профилей показывают, что наибольшая экономия металла может быть достигнута благодаря рациональной форме поперечных сечений. Развитие работ в области теории формообразования профилей позволит повысить их эффективность. При этом должное внимание сосредоточено на установлении достоверных критериев и способов оценки эффективности двутавровых, швеллерных, угловых, трубчатых и других профилей, применяемых в строительных конструкциях.

Наука о металлических конструкциях обогатилась новыми идеями, составляющими важнейшие направления ее развития.

Выполнены работы по созданию предварительно-напряженных металлических конструкций путем искусственного регулирования усилий. Эффективность этого направления заключается в том, что проектировщик получает возможность регулировать распределение усилий в выгодном для работы отдельных элементов или системы в целом направлении, т. е. активно вмешиваться в работу системы. Появляется полная возможность создавать системы из высокопрочных тросов, работающих не только на растяжение, но и на сжатие в результате предварительного напряжения элементов до величины, превышающей возможные сжимающие напряжения. Реализация идеи предварительного напряжения целых систем и отдельных элементов позволяет создавать конструктивные формы зданий и сооружений с высокими технико-экономическими показателями при заметном снижении массы конструкций.

Идея использования растянутых поверхностей вытекает из существа работы стали на растяжение. При растяжении масса стержня меняется прямо пропорционально пределу прочности материала. Поэтому повышение механических характеристик стали сопровождается непосредственным уменьшением площади сечения стержня, а следовательно, и его массы. В отличие от растяжения сечения элементов, работающих на сжатие или на изгиб, не могут уменьшаться пропорционально росту механических характеристик. Напротив, начиная с некото-

рых значений длины и гибкости, площадь сечения элемента не зависит от механических характеристик. Отсюда стремление к созданию конструктивных форм из элементов, работающих только на растяжение, — вантовых и висячих систем либо систем в виде растянутых поверхностей различной кривизны. Рациональность применения таких систем хорошо исследована; разработана теория расчета и формообразования систем из растянутых стержней — нитей и поверхностей. Перспектива применения высокопрочной стали и легких ограждающих конструкций может позволить создавать еще более эффективные конструктивные формы больших пролетов.

Идея концентрации материала реализуется при выборе основных параметров конструктивной формы. Как распределять материал: равномерно по всей поверхности или концентрировать в основных конструкциях — рамах, фермах, балках и других несущих конструкциях, располагая их на оптимальных расстояниях? В работах Н. С. Стрелецкого теоретически показано, что концентрация материала позволяет снизить расход металла благодаря уменьшению конструктивных коэффициентов. Существо этой идеи можно понять на примере двутавровой балки, работающей на изгиб. Повышая мощность балки, можно снизить относительный расход материала. Анализируя распределение материала в двутавровой балке, В. М. Вахуркин теоретически показал, как реализуется идея концентрации материала с увеличением номеров балок. Такая же закономерность была установлена В. Г. Шуховым при анализе оптимальных размеров резервуаров — с ростом объема резервуаров уменьшается расход металла на единицу объема. В соответствии с идеей концентрации материала значительно выгоднее применить один резервуар объемом 100 тыс. м³, чем десять резервуаров объемом по 10 тыс. м³. Эта закономерность распространяется и на доменные печи, и на реакторы атомных электростанций. Так, с ростом объема доменной печи с 1000 до 5000 м³ снижается расход металла на единицу продукции более чем на 20%, а увеличение мощности атомного реактора канального типа с 200 тыс. до 1 млн. кВт значительно снижает затраты на единицу вырабатываемой электроэнергии. Идея концентрации материала находит применение при создании конвертерных и других цехов, в которых поперечная конструкция (рама) располагается с шагом 24—48 м. В этих рамах концентрируется наибольшая по массе часть материала конструкций. На основе этой идеи созданы каркасы крупнейших промышленных зданий, резервуары большой вместимости, доменная печь объемом 5000 м³.

При создании конструктивных форм эффективно совмещение различных функций в одной конструктивной форме, например технологических и несущих, ограждающих и несущих, а также одновременное восприятие нагрузок от кровли и кранов и т. д. Эта идея была осуществлена в 1934—1935 гг. при создании подкрановой балки по среднему ряду колонн с ездой понизу. Балка — комбинированной системы с криволинейным поясом, работающим на сжатие, и нижним поясом в виде балки жесткости, воспринимающим растяжение и изгиб, а также кручение при односторонней крановой нагрузке. Нижний пояс — коробчатого сечения размером 2,4×2,4 м. Балка воспринимала крановые нагрузки и нагрузки от кровли в системе подстропильной фермы пролетом 33 м. Идея совмещения функций нашла воплощение в конструкциях подкраново-подстропильных ферм, тонкостенных оболочек больших пролетов, в большепролетных конструкциях покрытий блочного типа, а также в легких конструкциях, сочетающих работу тонких листов и несущего каркаса. Такие конструкции весьма технологичны при изготовлении на поточных линиях.

Унификация объемно-планировочных решений и типизация конструктивных форм — одни из наиболее действенных путей прогрессивного проектирования, изготовления и монтажа конструкций.

В нашей стране работы по типизации начались в 30-х годах. Типизацию рассматривали как способ сокращения сроков проектирования путем организации одновременных совместных разработок технологической и строительной частей проектов промышленных зданий. Так появился первый типовой проект мартеновского цеха, разработанный Гипромезом. В этом проекте было достигнуто единство технологических и конструктивных решений. Тогда же были разработаны типовые секции одноэтажных промышленных зданий и типовые конструкции колонн, ферм, фонарей, балок, переплетов и др. В последующем важное значение придавалось уменьшению трудоемкости изготовления конструкций при их мелкосерийном производстве. Эта задача решалась путем унификации основных параметров и узлов для повышения повторяемости деталей и элементов конструкций.

Типовые конструкции отличаются тщательностью разработки и высоким техническим уровнем. При их применении экономия стали достигает 10%, производительность труда повышается на 10—12%, сокращаются сроки и объемы проектирования. Разработка чертежей КМ реальных объектов сводится к составлению основных схем и разрезов со ссылкой на альбомы типовых конструкций и узлов.

Одна из задач теории сооружений и теории формообразования — дальнейшая разработка новых конструктивных форм и способов их расчета, обладающих аэродинамической прочностью и устойчивостью.

Идея аэродинамической прочности и устойчивости конструктивных форм до крушения Такомского моста в США в 1942 г. не получала необходимого развития. Теоретические и экспериментальные исследования проводились недостаточно. Между тем для мостов, высотных сооружений, опор и других протяженных конструкций вопросы аэродинамической прочности являются главными. Практика расчета таких сооружений на максимальные ветровые потоки не всег-

да себя оправдывает, поскольку разрушения конструкций происходят при значительно меньших критических скоростях ветра, вызывающих опасные резонансные колебания. Анализ этих случаев показал, что конструктивная форма сооружений не отвечала требованиям аэродинамической прочности. Поиск такой формы привел к возможности создания новых конструктивных форм, отвечающих идее аэродинамической прочности. Этот поиск ведется и за рубежом. Такие мосты, как Лиссабонский, Танкервильский и др., были созданы уже с учетом этой идеи.

Создание складывающихся конструкций предполагает, что конструкции всего комплекса или части его полностью изготовляются на заводе либо складываются в контейнер, либо в виде габаритной отправочной марки доставляются на монтаж, где различными простейшими способами расправляются и устанавливаются в проектное положение. В настоящее время разработаны пространственные и плоские системы в виде складывающихся стропильных конструкций, а также оригинальные купольные конструкции и цилиндрические своды. Заложена основа нового направления по созданию складывающихся быстровозводимых конструкций полной заводской готовности.

Теория формообразования предполагает, что исходными данными проектирования являются те технологические процессы производства и условия эксплуатации, которые необходимо обеспечить. В объемно-планировочном решении и взаимосвязи параметров и конструктивной формы должны найти разрешение функциональная последовательность технологического процесса, транспортная организация обслуживания оборудования, цикличность, комплектность и другие факторы данного производства, а также условия эксплуатации оборудования и условия жизнедеятельности персонала. Необходимо принимать во внимание, что такие требования, как индустриальность, поточный способ изготовления конструкций, оптимальная масса конструкций и др., не должны входить в противоречие с объемно-планировочным и конструктивным решением сооружения и его надежностью. Известно, что объемно-планировочные решения имеют нежесткие параметры, что позволяет варьировать и создает возможности поиска оптимальных решений. Выбор из большого многообразия решений оптимальной формы возможен только на основе правильного и всестороннего учета взаимосвязанных критериев оптимальности, установленных советской конструкторской школой. Множественность критериев существенно усложняет задачу оптимизации конструктивной формы, поскольку эти критерии противоречивы. В силу этого при оптимизации конструкций в качестве обобщающего синтезирующего критерия часто выбирают приведенные затраты на каркас здания или сооружения.

Конструктивные формы зданий и сооружений должны создаваться на основе перечисленных прогрессивных принципов проектирования.

Процесс создания оптимальной конструктивной формы состоит из следующих этапов.

Проектирование начинается с задания. Разработка на основе объемно-планировочного решения и других исходных данных эскизной конструктивной формы является первым шагом на пути поиска решения. Составление задания на проектирование, которое определяется в основном технологическим процессом, производится с участием технологов и создателей строительной части здания или сооружения. В результате совместной разработки задания должны быть получены принципиальные решения конструктивной формы здания или сооружения. Эти принципиальные решения согласовывают технологическая и проектная организации, после чего может быть начато проектирование. Правильно составленные задания на проектирование и принятые принципиальные решения позволяют создавать здания и сооружения, экономичные по расходу металла и стоимости и отвечающие требованиям дальнейшего возможного развития и модернизации технологического процесса.

Следующий этап — создание конструктивной формы в виде схем, выбор основных материалов и типов соединений, установление способов изготовления и монтажа. Эти схемы согласуются с заказчиком, изготовителями, монтажниками и научными подразделениями, которые формируют рекомендации по расчету, технологии изготовления и монтажа, а также рекомендации по эксплуатационной надежности и технико-экономическим оценкам.

Согласованный эскизный проект подвергается оптимизации по массе и стоимости. Основная задача оптимизации — получить минимальные затраты металла при максимальном экономическом эффекте. В настоящее время имеются методики оптимизации ряда конструкций, их элементов (балки, колонны, фермы и т. д.) и целых объектов (мачта, башня, резервуар и т. д.), обеспеченные программами для ЭВМ. Этими программами учитываются особенности конструктивной формы, классы стали, возможные сортаменты проката и т. п.

Разработка технических решений ориентируется на конкретную конструктивную форму колонн, балок, унифицированных узлов и типовых конструкций.

Оптимизация конструктивной формы с точки зрения особенностей монтажа производится, как правило, совместно с монтажными организациями на основе учета ряда генеральных направлений: использования прогрессивных типов монтажных соединений, повышения степени заводской готовности металлоконструкций, возможности укрупнительной сборки конструкций внизу и монтажа готовыми блоками и т. п.

После выбора конструктивной формы устанавливается соответствующая ей расчетная схема; при этом производят схематизацию каркаса здания или сооружения и исключают все те факторы, которые не могут существенно повлиять на точность расчета конструктивной формы. Такое упрощение расчетной задачи необходимо, так как полностью учесть все особенности действи-

тельной работы конструкции практически невозможно

Оценка прочности, устойчивости, жесткости, а также эксплуатационной надежности конструктивной формы производится в следующих аспектах:

расчетная оценка механической (прочностной) надежности каркаса здания или сооружения путем исследования их работоспособности с учетом внешних воздействий, условий эксплуатации, возведения и транспортирования, а также проверки соответствия напряженно-деформированного состояния требованиям СНиП;

оценка способности сопротивления конструктивной формы хрупкому разрушению,

оценка гибкости конструктивной формы с точки зрения способности ее к эксплуатации при возможном последующем изменении технологии, нагрузок, планировки производства и т. п

В основу создания и окончательного выбора варианта конструктивной формы должны быть положены:

критическое сравнение и сопоставление возможных решений путем опытного проектирования с использованием ЭВМ;

анализ весовых и геометрических характеристик на основе аналитических зависимостей и формул изменения веса, трудоемкости изготовления и стоимости (в том числе с учетом приведенных затрат) металлических конструкций,

экспериментальная проверка новых и уникальных конструкций (в необходимых случаях),

влияние требований точности изготовления на конструктивную форму

При проектировании металлических конструкций широко используются универсальные способы расчета и проектирования, реализуемые на ЭВМ

Стержневые конструкции (несущие конструкции каркасов промышленных зданий, башен, мостов и т д) рассчитываются на ЭВМ средней мощности с помощью вычислительного комплекса РАСК (расчет стержневых конструкций). Этот комплекс позволяет производить статический расчет плоских и пространственных систем практически любой сложности, определять частоты, собственные формы колебаний и сейсмические нагрузки на сооружение, расчетные сочетания усилий в элементах плоских стержневых систем, а также выполнять расчет с учетом геометрической нелинейности

Имеются программы автоматизированного подбора сечений колонн и ферм, по которым сечения сплошных и сквозных колонн подбираются из различных сортаментов (сварные сечения и комбинированные сечения из сварных, прокатных и гнутых профилей), а сечения элементов ферм — из уголков, труб, тавровых, гнутосварных профилей.

Расчет листовых конструкций, толстостенных сосудов и специальных конструкций выполняется с помощью специализированных программ Автоматизируются расчеты воздухонагревателей доменных печей, воздухопроводов горячего дутья, корпусов резервуаров большой вместимости, компенсаторов Основой для расчета листовых конструкций служат универсальные программы решений задач механики сплошной среды, трехмерной задачи теории упругости для тела вращения, плоской и осесимметричной задач теории упругости и пластичности.

Разработан вычислительный комплекс для расчета методом конечных элементов разнообразных континуальных упругих систем практически любой сложности. Перечисленные программы оказались весьма эффективными при расчете сварных узлов конструкций с учетом упругопластических деформаций и разновидности свойств основного металла и шва; компенсаторов, работающих под несимметричной нагрузкой (изгиб, взаимный сдвиг торцов); элементов специальных конструкций (перфорированные плиты); балок, загруженных сосредоточенными нагрузками.

Полностью и комплексно автоматизирован расчет отдельных типов сооружений. Например, программа МАВР (автоматизированный расчет мачт) позволяет рассчитывать отдельно стоящие мачты на статические и динамические нагрузки Вся получаемая информация печатается на АЦПУ (автоматическое цифровое устройство) в виде наглядных таблиц и эпюр перемещений и силовых факторов. Разработана также технологическая линия проектирования (ТЛП) мачт, которая позволяет автоматизировать весь процесс разработки проектно-сметной документации для отдельно стоящих мачт, проектируемых из типовых и унифицированных элементов.

Первый этап оптимизации конструктивных форм — вариантное проектирование путем интуитивного выбора нескольких вариантов и их технико-экономических показателей, составленных по выбранным критериям. ЭВМ на этом уровне используется как счетное устройство. Выбор критерия оптимизации остается за проектировщиком, и окончательный экономический эффект в значительной мере зависит от автора проекта На втором этапе оптимизации программы расчета дополняются блоками конструирования с учетом изменения геометрических или жесткостных параметров и т. д., которые программно определяют оптимизацию получаемого на ЭВМ решения. При этом алгоритмы оптимизации могут быть самыми различными, начиная от выбора варианта и кончая математически строгой постановкой и решением той или иной частной оптимизационной задачи Большинство разработанных программ автоматизированного проектирования относится к этому уровню, в том числе программы автоматизированного проектирования подкрановых балок, колонн, покрытий, резервуаров, башен, мачт и т д. Третьим этапом оптимального проектирования будет математически строгое решение той или иной оптимизационной задачи с учетом изменчивости всех факторов и параметров. Разработанная система автоматизированного проектирования мачт указывает на успешное развитие этого направления в будущем, когда появятся ЭВМ третьего поколения Оптимальные конструкции описываются системой неравенств, построен-

ных на непрерывном изменении параметров. Однако в силу дискретности сортаментов и требований модульности эти параметры принимают дискретные значения. В этом случае задача решается как непрерывная с поисками решений, близких к оптимальным.

Эффект от использования методики оптимизации металлических конструкций оценивается в 10—15% экономии металла, что особенно важно применительно к конструкциям массового изготовления. В настоящее время созданы методические указания по разработке автоматизированных систем проектирования. Эти системы в ближайшем будущем позволят решать задачи оптимального проектирования широкой номенклатуры металлических конструкций зданий и сооружений. Когда найдены оптимальные решения, выбор варианта для практического использования осуществляют, руководствуясь соображениями унификации и типизации, конструктивными и технологическими особенностями, а также соображениями, вытекающими из общих концепций создания объекта в целом.

Проблема надежности в той или иной форме ранее решалась, как правило, стихийно — методом проб либо, в лучшем случае, на основании простых оценок. Однако с увеличением производства конструкций массового изготовления, усложнением их форм, изменением условий эксплуатации, уменьшением металлоемкости возможности старых методов оценки надежности все более сужаются и все настоятельнее требуется более точный количественный расчет надежности конструкций. Количественная мера надежности — вероятность безотказной работы — определяется теорией надежности, построенной на основе теории вероятностей и математической статистики. Надежность — один из определителей качества любого технического изделия — представляет собой комплексное понятие и включает наряду с гарантией безотказности изделия, его пригодность к ремонту, сохранность, а также долговечность.

Все эти свойства имеют важное значение и для металлических конструкций в зависимости от назначения и условий эксплуатации. Надежность конструкции зависит от правильного выбора конструктивной и расчетной схем, качества изготовления, обеспечивающего соответствие конструктивной формы проекту и требованиям эксплуатации, а также от сохранения достигнутой надежности элементов конструкций при транспортировании и монтаже. Рассматривая надежность как функцию, можно, применяя вероятностные методы, установить взаимодействие свойств конструкции с внешней средой и рассматривать ее поведение в виде случайного процесса. Многие работы показывают, что, учитывая случайный характер определяющих критериев, можно получить представление о надежности. Из самого определения следует, что эксплуатационная надежность представляет собой главный критерий. Именно в условиях эксплуатации реализуются те случайные сочетания нагрузок и атмосферных воздействий, которые так или иначе учитываются при расчетах проектируемых конструкций. Причина многих разрушений конструкций или их элементов, видимо, кроется в недостаточном знании действительных условий работы и поведения тех или иных элементов и материала конструкций в конкретных условиях эксплуатации.

Необходимы развитие экспериментальных методов наблюдения за работой конструкций в реальных условиях и организация систематического подбора по определенной методике статистической информации о надежности конструкций, их элементов и узлов. В результате этих исследований будет возможно установить природу причин и разработать математическую модель отказов. Немаловажна и исходная предпосылка для создания инженерной методики расчета надежности изучаемой конструкции, заключающаяся в построении и анализе функций распределения отказов при эксплуатации сооружения. С появлением усложненных конструктивных форм и новых разнообразных, часто и более жестких, условий эксплуатации экспериментальные исследования в области надежности приобретают самостоятельное значение. К таким исследованиям можно отнести специфические испытания на надежность готовых конструкций или их элементов и узлов, а также различные методы моделирования конструкций: изучение, с точки зрения надежности, новых перспективных видов соединений, моделирование физико-химических воздействий среды на различные элементы и узлы конструкций в различных условиях эксплуатации.

Многолетние наблюдения за эксплуатацией строительных металлоконструкций показывают, что потеря их несущей способности существенно зависит от вероятности неблагоприятного сочетания основных факторов, характеризующих эксплуатационные условия нагружения, статистическую неоднородность прочности конструкционных материалов, вариации геометрических форм и технологической дефектности. Для металлических конструкций основные предельные состояния определяются главным образом по критериям сопротивления статически вязкому, усталостному и хрупкому разрушению, а также по потере устойчивости. Нарушения надежности металлических конструкций в связи с потерей устойчивости и вязким разрушением вызываются в значительной степени экстремальными эксплуатационными нагрузками или существенными отклонениями от заданных форм и размеров конструкций. Ряд случаев разрушения конструкций по этим причинам вызван неучтенными в рамках существующих норм большими отклонениями в механических свойствах материалов, порождаемыми анизотропией и значительной неоднородностью, которые вносит сварка. Поэтому детальное знание свойств и поведения металла в различных условиях внешних воздействий весьма важно при выборе конструктивных форм и решений.

РАЗДЕЛ I
ОБЩАЯ ЧАСТЬ

ГЛАВА 1. СТАЛИ

1.1. КЛАССИФИКАЦИЯ СТАЛЕЙ

Стали различаются по многим признакам, связанным с их получением, обработкой и использованием. Важнейшие из них: способ выплавки, степень раскисления, химический состав, состояние поставки, уровень (класс) прочности и категория (группа) качества по хладостойкости.

1.1.1. Способ выплавки

По способу выплавки сталь разделяется на мартеновскую, кислородно-конвертерную и электросталь. Кроме того, перспективной является сталь из железа прямого восстановления. До 1960 г. для строительных конструкций использовали почти исключительно сталь, выплавленную в мартеновских печах. В последующие 10 лет во всем мире получил большое развитие наиболее производительный способ выплавки — в кислородных конвертерах. Качество кислородно-конвертерной стали не уступает качеству мартеновской. В настоящее время эксплуатируются кислородные конвертеры с массой плавки 100, 130 и 250 т; вводятся в строй и сооружаются конвертеры с массой плавки 350 и 450 т. При этом способе жидкий передельный чугун подвергается в конвертере обработке струей технически чистого кислорода, подаваемого сверху. Весьма важно поддержание чистоты кислорода на высоком уровне — 99,5%. При меньшем содержании кислорода в сталь попадает азот воздуха, сообщающий стали склонность к механическому старению и снижению хладостойкости. С 1971 г. сталь, выплавленную в мартеновских печах и кислородно-конвертерным способом, в связи с идентичностью свойств, в документах на поставку и применение не разделяют.

С развитием электрометаллургии и строительством крупных электропечей с массой плавки 150—250 т и более увеличилась выплавка строительной стали в электропечах. Эта сталь отличается повышенной чистотой по содержанию вредных примесей — серы и фосфора.

Перспективна по стоимости и качеству сталь, выплавленная из железа прямого восстановления. В этом случае исходным продуктом служит не передельный чугун, выплавленный в доменных печах, а губчатое железо, получаемое обработкой рудного концентрата в специальных печах. Окончательный продукт выплавляют в электродуговых печах большой мощности.

1.1.2. Степень раскисления

По степени раскисления сталь делят на кипящую, полуспокойную и спокойную.

При выплавке стали в мартеновской печи или кислородном конвертере из передельного чугуна (содержащего 3—4% углерода) окисление углерода связано с образованием газообразных продуктов (CO и CO_2), вызывающих кипение металлической ванны. Если не проводить раскисления, то кипение продолжается после выпуска плавки в ковш и после разливки ее в изложницы до затвердевания слитка. Такая сталь называется **кипящей**. Выделение газообразных продуктов реакции окисления углерода в изложнице при кристаллизации слитка кипящей стали приводит к резкой его неоднородности по содержанию углерода, серы и фосфора, называемой ликвацией. Головная часть и сердцевина слитка обогащены примесями, а периферия бедна ими. Наблюдаются также почти вертикальные полосы ликвации, называемые «усами». Зона максимального содержания ликвирующих элементов в слитке кипящей стали расположена на расстоянии 5—15% высоты слитка от его верха (табл. 1.1). Чем больше масса слитка, тем больше его неоднородность по составу. Идущая в отход при прокатке головная часть слитка (обрезь) кипящей ста-

Таблица 1.1. **Характеристика химической неоднородности слитков углеродистой стали разной степени раскисления. Масса слитков 8—12 т**

Сталь	Наибольшая степень неоднородности химического состава K*, %		Расстояние ликвационной зоны (осевой) от верха слитка, % от высоты	Удаляемая часть (обрезь), % от массы слитка
	по углероду	по сере		
Кипящая	400	900	5—15	4—10
Полуспокойная химически закупоренная	100	200	10—25	2—5
Полуспокойная частично раскисленная	80	150	15—30	3—5
Спокойная	60	110	15—25	12—16

$$*K = \frac{C_{макс} - C_{ср}}{C_{ср}} 100,$$ где $C_{макс}$ — наибольшее содержание ликвирующего элемента; $C_{ср}$ — среднеплавочное содержание.

ли обычно составляет 4—10% При такой обрези возможно получение проката, в котором имеются зоны ликвации с содержанием углерода до 0,3—0,4% и серы до 0,15%, что значительно превышает предусмотренный стандартом средний уровень. По сечению готового проката примеси также распределены неравномерно: центральные слои обогащены ими, наружные бедны. Неоднородность химического состава проката кипящей стали сопровождается неоднородностью механических свойств.

К числу других недостатков кипящей стали относятся высокое содержание кислорода и повышенная склонность к образованию крупнокристаллической структуры. Вследствие этого кипящая сталь характеризуется пониженными показателями прочности и сопротивляемости хрупкому разрушению, особенно в прокате значительной толщины (20 мм и более).

Спокойная сталь раскисляется в сталеплавильном агрегате, а также в ковше при выпуске из печи. При этом в жидкий металл вводятся энергичные раскислители: марганец, кремний, алюминий, иногда кальций или титан. Эти элементы обладают бо́льшим сродством к кислороду, чем углерод, поэтому реакция окисления углерода прекращается и сталь перестает кипеть. Из-за отсутствия выделения газообразных продуктов окисления углерода слитки спокойной стали гораздо однороднее по химическому составу, чем кипящей (см. табл. 1.1), что приводит к получению более однородного проката. Содержание кислорода в спокойной стали менее высокое. Наличие продуктов раскисления и, главное, остаточного алюминия делает спокойную сталь менее склонной к росту зерна. Поэтому прочностные свойства и сопротивляемость хрупкому разрушению, особенно в прокате значительной толщины, спокойной стали выше, чем кипящей.

Затвердевание слитка спокойной стали связано с образованием большой усадочной раковины. Для получения здорового тела слитка сталь разливают в уширенные кверху изложницы, снабженные прибыльными надставками с теплоизоляционной футеровкой. Усадочная раковина образуется в верхнем утепленном конце слитка, застывающем в последнюю очередь. При прокатке головную часть слитка (12—16% по массе) с усадочной раковиной удаляют. Поэтому выход годного проката из слитков спокойной стали меньше, чем из слитков кипящей. Вследствие этого, а также из-за большей продолжительности плавки за счет периода раскисления, из-за дополнительного расхода ферросплавов и алюминия при раскислении спокойная сталь дороже кипящей и более дефицитна.

Низкое качество кипящей стали, с одной стороны, и непроизводительные потери металла при изготовлении спокойной стали, с другой, привели к разработке компромиссного варианта — **полуспокойной стали**. По способу раскисления она разделяется на две группы — частично раскисленную сталь и закупоренную сталь Обе стали выплавляют как кипящие, но в первом случае при выпуске в ковш или в изложницу производят обработку стали небольшим количеством разных раскислителей (гораздо меньшим, чем при выплавке спокойной стали). Чаще применяют комплексное раскисление кремнием и алюминием. Во втором варианте сталь разливают в специальные бутылочные изложницы с массивной верхней частью. Головная часть слитка быстро затвердевает и кипение прекращается. Прекращение кипения и создание условий для быстрого затвердевания головной части слитка может быть достигнуто введением раскислителей (обычно алюминия) в головную часть слитка по окончании разливки. Этот сорт стали называют химически закупоренной. В слитках полуспокойной стали область максимальной положительной ликвации смещена вниз, и химическая неоднородность значительно меньше, чем в слитках кипящей стали (см. табл. 1.1).

Производство полуспокойных сталей характеризуется высокой технико-экономической эффективностью. По сравнению с производством спокойной стали выход годного проката из слитков возрастает на 8—10%, расход ферросилиция на раскисление снижается в 2—5 раз, алюминия — в 5 раз, существенно уменьшается количество изложниц и трудоемкость их подготовки. Себестоимость и цена проката из полуспокойной стали на 2—9 руб/т ниже, чем из спокойной стали.

Однако по качеству — однородности химического состава и механических свойств, сопротивляемости хрупкому разрушению и прочностным показателям при больших толщинах — прокат полуспокойной стали уступает прокату спокойной стали, занимая между ним и прокатом кипящей стали промежуточное положение. Поэтому углеродистая сталь для наиболее ответственных конструкций, а также подавляющее большинство низколегированных сталей повышенной и высокой прочности выплавляются спокойными. Некоторое исключение составляет марганцовистая полуспокойная сталь, так как увеличение содержания марганца существенно снижает ликвацию серы в полуспокойной стали.

1.1.3. Химический состав

В зависимости от требований к свойствам стали и от ее назначения применяют стали различного химического состава. Стали, в которых отсутствуют специальные добавки легирующих элементов или имеется лишь небольшое их количество, обусловленное технологией выплавки, называют **углеродистыми**. По содержанию углерода различают низкоуглеродистые (малоуглеродистые) (до 0,25% С), среднеуглеродистые (0,3—0,6% С) и высокоуглеродистые (свыше 0,6% С) стали. Для сварных строительных металлоконструкций используют главным образом стали с низким содержанием углерода, поставляемые по ГОСТ 380—71*, ГОСТ 6713—75, ГОСТ 14637—69* и в отдельных случаях, например в виде труб, по ГОСТ 1050—74*.

Стали, в которые специально вводятся легирующие добавки для обеспечения тре-

буемых свойств, называются **легированными**. Они могут содержать один, два, три и более легирующих элементов. Различают марганцовистую, хромистую, кремнемарганцовистую, хромоникелевую, хромокремнемарганцовистую, хромоникельмолибденовую и другие легированные стали.

Легированные стали с небольшим содержанием легирующих элементов и с низким содержанием углерода, используемые в строительстве, машиностроении и судостроении для изготовления сварных металлоконструкций, выделены в особую группу, их называют **низколегированными**. Эти стали используются потребителем, как правило, без дополнительной термической обработки. Низколегированные стали поставляются по ГОСТ 19281—73 и ГОСТ 19282—73.

Для механических деталей (болтов, гаек, втулок, валиков, пальцев, стяжных приспособлений, опорных частей и др.), используемых в строительных металлоконструкциях, применяется легированная конструкционная сталь по ГОСТ 4543—71*. Содержание углерода в такой стали обычно не превышает 0,5%, содержание легирующих элементов — не свыше 10%.

Стали с общим содержанием легирующих элементов (по массе) более 10% при содержании одного из элементов не менее 8% называются **высоколегированными**. Эти стали являются носителями особых свойств: коррозионной стойкости, жаростойкости, жаропрочности, хладостойкости при низких отрицательных (криогенных) температурах. Их используют в строительных металлоконструкциях только для специальных целей. Эти стали поставляются по ГОСТ 5632—72** и специальным техническим условиям.

1.1.4. Состояние поставки

Обычно в строительных конструкциях металлопрокат используется в том состоянии, в котором он выпускается металлургическими заводами. Поэтому работоспособность конструкций зависит от состояния поставки стали. В большинстве случаев металлопрокат поставляется непосредственно после горячей прокатки. В этом состоянии сталь редко обладает оптимальным комплексом свойств Возможна также поставка стали в термически обработанном состоянии. Различают два основных вида термической обработки строительной стали: нормализацию и термическое улучшение. Нормализацией называется нагрев до 900—950° С с последующим охлаждением на воздухе. Нормализация измельчает структуру, делает ее более однородной, повышает вязкие и пластические свойства стали. Термическое улучшение включает закалку — резкое охлаждение проката после нагрева до 890—950° С (обычно в воде или водяным душем) — и отпуск, нагрев и выдержка при 550—700° С. Главная цель термического улучшения — повысить прочностные показатели стали. При этом также существенно повышается сопротивляемость металла хрупкому разрушению.

В некоторых случаях прокат поставляют потребителю с очищенной от окалины поверхностью.

1.1.5. Классы прочности и категории качества

В целях унификации все стали, применяемые в строительных металлических конструкциях, делятся, согласно СНиП II-В.3-72, на семь классов (табл. 1.2) по гарантируемым значениям временного сопротивления разрыву и предела текучести (соответствующие минимальные значения этих характеристик указываются в обозначении в виде дроби). Сталь класса С38/23 принято называть сталью обыкновенной прочности, классов С44/29, С46/33, С52/40 — сталью повышенной прочности и классов С60/45, С70/60 и С85/75 — сталью высокой прочности. В табл. 1.2 приведены также нормы относительного удлинения.

Наряду с требованием гарантированной прочности к строительным сталям предъявляется также требование гарантированной сопротивляемости хрупкому разрушению

Таблица 1.2. **Классы стали и группы качества по хладостойкости**

Классы стали	Механические свойства при растяжении			Температура, при которой гарантируется ударная вязкость не менее 0,3 МДж/м², °С, для групп качества по хладостойкости		
	временное сопротивление $\sigma_в$, МПа (кгс/мм²)	предел текучести $\sigma_т$, МПа (кгс/мм²)	относительное удлинение δ_5, %	I	II	III
	не менее					
С38/23	380(38)	230 (23)	25	Не гарантируется	—20	—
С44/29	440(44)	290 (29)	21	—	—40	—70
С46/33	460(46)	330 (33)	21	—	—40	70
С52/40	520(52)	400 (40)	19	—	—40	—70
С60/45	600(60)	450 (45)	16	—	—40	—70
С70/60	700(70)	600 (60)	12	—	—40	—70
С85/75	850(85)	700 (70)	10	—	—40	—70

Примечания: 1. Ударную вязкость определяют на образцах с полукруглым надрезом типа 1 по ГОСТ 9454—78; для проката толщиной менее 10 мм ударную вязкость определяют на образцах типа 3 по ГОСТ 9454—78, при этом норма ударной вязкости принимается не менее 0,4 МДж/м²; для толщин менее 5 мм ударную вязкость не проверяют.

2. Для стали класса С38/23 группы качества II требование гарантии ударной вязкости при —20° С может быть заменено требованием гарантии ударной вязкости при 20° С после механического старения.

Таблица 1.3 **Химический состав углеродистой стали (по плавочному анализу ковшевой пробы) по ГОСТ 380—71*, %**

Марка стали	Углерод	Марганец	Кремний	Фосфор	Сера	Хром	Никель	Медь	Мышьяк
				не более					
ВСт3кп2	0,14—0,22	0,30—0,60	Не более 0,07	0,04	0,05	0,30	0,30	0,30	0,08
ВСт3пс6	0,14—0,22	0,40—0,65	0,05—0,17	0,04	0,05	0,30	0,30	0,30	0,08
ВСт3сп5	0,14—0,22	0,40—0,65	0,12—0,30	0,04	0,05	0,30	0,30	0,30	0,08
ВСт3Гпс5	0,14—0,22	0,80—1,10	Не более 0,15	0,04	0,05	0,30	0,30	0,30	0,08

Примечания: 1. В стали марки ВСт3кп2, выплавленной на базе керченских руд, допускается содержание мышьяка до 0,15%, фосфора до 0,05%; в стали марок ВСт3пс6, ВСт3сп5 и ВСт3Гпс5, выплавленной из керченских руд, содержание мышьяка должно быть не более 0,15%, а по требованию потребителя — не более 0,08%.

2. При раскислении полуспокойной стали алюминием, титаном или другими раскислителями, не содержащими кремния, а также несколькими раскислителями (ферросилицием и алюминием, ферросилицием и титаном и др.), содержание кремния в полуспокойной стали допускается менее 0,05%. Раскисление титаном, алюминием и другими раскислителями, не содержащими кремния, указываются в сертификате.

3. В стали марки ВСт3сп5, раскисленной алюминием, остаточное содержание алюминия должно быть не менее 0,02%.

4. Отклонение от нижнего предела по содержанию углерода не является браковочным признаком

5. Для проката толщиной до 12 мм допускается снижение содержания марганца на 0,10%. Верхний предел содержания марганца для всех марок, кроме ВСт3Гпс5, допускается на 0,2% выше указанного в таблице.

6. Содержание азота в стали должно быть не более 0,008%.

Таблица 1.4. **Допускаемые отклонения по химическому составу (от норм табл. 1.3) в готовом прокате углеродистой стали обыкновенного качества**

Элементы	Допускаемые отклонения, %, для стали марки	
	ВСт3кп	ВСт3пс, ВСт3сп, ВСт3Гпс
Углерод	—0,03	—0,02
Марганец	+0,05	+0,05
Кремний	—	+0,03 —0,02

Продолжение табл. 1.4

Элементы	Допускаемые отклонения, %, для стали марки	
	ВСт3кп	ВСт3пс, ВСт3сп, ВСт3Гпс
Фосфор	+0,006	+0,005
Сера	+0,006	+0,005

Примечание. Содержание серы и фосфора в готовом прокате не должно превышать 0,055 и 0,045% соответственно. В стали марки ВСт3кп2, выплавленной из керченских руд, содержание фосфора в готовом прокате не должно превышать 0,055%.

Таблица 1.5. **Механические свойства при растяжении и условия испытаний на изгиб в холодном состоянии углеродистой стали обыкновенного качества по ГОСТ 380—71***

Марка стали	Временное сопротивление разрыву $\sigma_в$, МПа	Предел текучести $\sigma_т$, МПа, для толщин, мм		Относительное удлинение δ_5, %, для толщин, мм		Изгиб на 180° (*a*—толщина образца, *d*—диаметр оправки для толщин до 20 мм)
		до 20	свыше 20 до 40	до 20	свыше 20 до 40	
ВСт3кп2	370—470	240	230(220)	27	26(24)	$d = 0,5\ a$
ВСт3пс6, ВСт3пс5	380—490	250	240	26	25	$d = 0,5\ a$
ВСт3Гпс5	380—500	250	240	26	25	$d = 0,5\ a$

Примечания: 1. Для стали марок ВСт3пс6, ВСт3сп5 механические свойства указываются для толщин до 25 мм; для стали ВСт3Гпс5 — для толщин до 30 мм.

2. Допускается превышение верхнего предела временного сопротивления разрыву на 30 МПа по сравнению с указанными при условии выполнения остальных норм.

3. Для листовой и широкополосной стали всех толщин и фасонной стали толщиной свыше 20 мм значения предела текучести допускаются на 10 МПа ниже по сравнению с указанными.

4. Для листовой и широкополосной стали толщиной от 8 до 4 мм допускается снижение относительного удлинения на 1 абс. % на каждый миллиметр уменьшения толщины.

5. Допускается снижение относительного удлинения для листовой, широкополосной и фасонной стали всех толщин на 1 абс. %.

6. В скобках указаны нормы для толщин свыше 40 мм

7. При толщине образца более 20 мм диаметр оправки увеличивается на толщину образца.

(хладостойкости). Она регламентируется показателями ударной вязкости при отрицательной температуре и при температуре 20° С после механического старения. Последняя характеристика является также показателем свариваемости, так как отражает склонность стали к изменению механических свойств при сварке на участке соединения вблизи шва.

Все строительные стали условно делятся на три группы по хладостойкости:

I — без гарантированной хладостойкости;

II — с гарантированной хладостойкостью для металлоконструкций, эксплуатируемых в обычных температурных условиях (расчетная температура не ниже —40° С);

III — для металлоконструкций, эксплуатируемых при расчетных температурах ниже —40° С (северное исполнение).

В табл. 1.2 приведена температура испытаний, при которой должна быть гарантирована ударная вязкость стали каждой группы качества по хладостойкости. Указанным группам соответствуют категории качества, предусмотренные (по числу нормируемых показателей) соответствующими стандартами на поставку стали. Так, группе I соответствует углеродистая сталь по ГОСТ 380—71* категории качества 2; группе II — углеродистая сталь по ГОСТ 380—71* категории 4 (6) и низколегированная сталь по ГОСТ 19281—73 и ГОСТ 19282—73 категории 6; группе III — низколегированная сталь по ГОСТ 19281—73 и 19282—73 категории 9.

Сталь для металлоконструкций, подвергающихся при эксплуатации непосредственному воздействию динамических и вибрационных нагрузок, должна поставляться с одновременной гарантией ударной вязкости при одной из отрицательных температур (согласно табл. 1.2) и ударной вязкости при температуре 20° С после механического старения не менее 0,3 Мдж/м², при этом группе II соответствует углеродистая сталь по ГОСТ 380—71* категории 5 и низколегированная сталь по ГОСТ 19281—73 и ГОСТ 19282—73 категории 12; группе III — низколегированная сталь по ГОСТ 19281—73 и ГОСТ 19282—73 категории 15.

1.2. МАРКИ СТАЛЕЙ, НОРМЫ ХИМИЧЕСКОГО СОСТАВА И МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ

1.2.1. Сталь углеродистая обыкновенного качества

Для строительных металлоконструкций применяется только сталь группы В указанного стандарта. При этом с целью унификации, облегчения операций при заказе металла, снижения расходов при складировании и изготовлении конструкций допускается применение в проектах только четырех марок углеродистой стали: ВСт3кп2, ВСт3пс6, ВСт3Гпс5 и ВСт3пс5* (цифры в конце обозначения указывают категорию качества). Нормы химического состава и механических свойств этих сталей приведены в табл. 1.3—1.6.

Таблица 1.6. **Ударная вязкость при температуре —20° С или после механического старения стали марки ВСт3пс6, ВСт3сп5 и ВСт3Гпс5 по ГОСТ 380—71***

Марка стали	Вид проката	Расположение образца относительно проката	Толщина, мм	Ударная вязкость, МДж/м², не менее
ВСт3пс6, ВСт3сп5	Листовая сталь	Поперек	5—9 10—25	0,4 0,3
	Широкополосная сталь, сортовой и фасонный прокат	Вдоль	5—9 10—25	0,5 0,3
ВСт3Гпс5	Листовая сталь	Поперек	5—9 10—30	0,4 0,3
	Широкополосная сталь, сортовой и фасонный прокат	Вдоль	5—9 10—30	0,5 0,3

Примечание. Для стали марки ВСт3пс6 нормы ударной вязкости даны только после механического старения.

1.2.2. Сталь листовая и широкополосная (универсальная) углеродистая обыкновенного качества, термически упрочненная

В настоящее время термически упрочненная сталь поставляется только в виде толстолистового проката. СНиП II-В.3-72 регламентирует применение для строительных стальных конструкций только полуспокойной и спокойной стали марок ВСтТпс и ВСтТсп по ГОСТ 14637—69*. Нормы химического состава и механических свойств этих сталей приведены в табл. 1.7 и 1.8.

Таблица 1.7. **Химический состав термоупрочненной углеродистой стали марок ВСтТпс и ВСтТсп по ГОСТ 14637—69***

Марка стали	Химический состав, %				
	углерод	марганец	кремний	фосфор	сера
				Не более	
ВСтТпс	0,09—0,22	0,40—0,65	0,05—0,15	0,045	0,055
ВСтТсп	0,09—0,22	0,40—0,65	0,12—0,30	0,045	0,055

Ударная вязкость при температуре —40° С и после механического старения определяется по требованию потребителя. При этом ГОСТ 14637—69* предусматривает нормы ударной вязкости при температуре

* Допускается применение для строительных стальных конструкций углеродистой стали марки 16Д по ГОСТ 6713—75.

Таблица 1.8. **Механические свойства термоупрочненной углеродистой стали марок ВСтГпс и ВСтГсп по ГОСТ 14637—69***

Толщина листа, мм	Временное сопротивление разрыву $\sigma_в$, МПа	Предел текучести $\sigma_{0,2}$, МПа	Относительное удлинение, δ_5, %	Испытание на изгиб в холодном состоянии на 180° (a — толщина листа или полосы; d — диаметр оправки)
	не менее			
10—40	440	300	16	$d=3\ a$

Примечания: 1. Допускается снижение ударной вязкости одного образца на 0,05 МДж/м² по сравнению с указанной нормой.

2. Для листов толщиной 10—16 мм диаметр оправки для испытаний на изгиб на 180° в холодном состоянии должен быть равен 2,5 a.

—40° С только для листов толщиной от 10 до 25 мм не менее 0,3 МДж/м², а после механического старения — при температуре 20° С для листов толщиной от 12 до 25 мм также не менее 0,3 МДж/м². Нормы ударной вязкости для листов толщиной 26—40 мм устанавливаются по соглашению между поставщиком и потребителем.

1.2.3. Низколегированная сталь

Нормами СНиП II-В.3-72 для стальных строительных конструкций регламентировано применение низколегированной стали следующих марок: 09Г2, 09Г2С, 14Г2, 10Г2С1, 10Г2С1Д, 15ХСНД, 15Г2СФ, 10ХСНД, 14Г2АФ, 14Г2АФД, 15Г2АФДпс, 16Г2АФ, 18Г2АФпс, и 12Г2СМФ. По механическим свойствам эти стали охватывают пять классов (см. табл. 1.2): С44/29, С46/33, С52/40, С60/45 и С70/60. Высший класс С85/75 пока не имеет рекомендованной марки стали.

В марках стали числа и буквы обозначают: двузначные числа слева — примерное среднее содержание углерода в сотых долях процента; буквы справа от числа: Г — марганец, С — кремний, Х — хром, Н — никель, Д — медь, Ф — ванадий, М — молибден, А — азот, П — фосфор, Ю — алюминий; цифры после букв — примерное содержание соответствующего элемента в целых единицах, % (отсутствие цифры означает, что в стали содержится до 1% указанного легирующего элемента); буквы «пс» в конце марки — полуспокойная сталь.

Нормы основного химического состава и механических свойств указанных низколегированных сталей, большинство которых поставляется по ГОСТ 19281—73 и ГОСТ 19282—73, а также новой высокопрочной стали марки 12ГН2МФАЮ и стали марки 10ХНДП с повышенной сопротивляемостью атмосферной коррозии приведены в табл. 1.9—1.12.

Содержание фосфора в низколегированной стали должно быть не более 0,035% (за исключением стали марки 10ХНДП, где фосфор является легирующим элементом), серы — не более 0,040%. По требованию потребителя, содержание серы в стали должно быть не более 0,035%, фосфора — не более 0,03%. В стали марок 12Г2СМФ и 12ГН2МФАЮ содержание серы и фосфора должно быть не более 0,035% каждого элемента. Содержание азота в стали, где азот не является легирующим элементом, не должно превышать 0,008%.

Содержание мышьяка в стали не должно превышать 0,08%. При выплавке стали из керченских руд допускается содержание мышьяка до 0,15%, при этом содержание фосфора должно быть не более 0,03%.

Прокат из низколегированной стали должен выдерживать испытание на изгиб в холодном состоянии на угол 180° на оправке диаметром, равным двум толщинам, а для высокопрочной стали марок 12Г2СМФ и 12ГН2МФАЮ — трем толщинам.

Низколегированная сталь по ГОСТ 19281—73 и ГОСТ 19282—73 (так же, как углеродистая сталь обыкновенного качества по ГОСТ 380—71*) в зависимости от требуемой совокупности гарантируемых характеристик заказывается и поставляется различных категорий качества. Таких категорий 15, но для строительных стальных конструкций применяется сталь только категорий 2, 6, 9, 12 и 15. Гарантируемые характеристики:

для категорий 2: химический состав, механические свойства при растяжении и положительные результаты испытаний на изгиб в холодном состоянии; эта категория допускается только для проката толщиной до 4 мм;

для категории 6: те же характеристики, что и для категории 2, плюс ударная вязкость при температуре —40° С;

для категории 9: те же характеристики, что и для категории 2, плюс ударная вязкость при температуре —70° С;

для категории 12: те же характеристики, что и для категории 6, плюс ударная вязкость при температуре 20° С после механического старения;

для категории 15: те же характеристики, что и для категории 9, плюс ударная вязкость при температуре 20° С после механического старения.

Стали категорий 6 и 12 обычно поставляются без термической обработки, категорий 9 и 15 — термически обработанными (после нормализации и термического улучшения). Однако последнее относится только к толстолистовому прокату. Фасонный и сортовой прокат обычно поставляется без термической обработки. В связи с этим фасонные профили толщиной более 11 мм (и сортовой прокат) категорий качества 9 и 15 не поставляются.

1.2.4. Сталь углеродистая качественная и легированная конструкционная

Для конструкций антенных сооружений, некоторых элементов покрытий зданий, а также для механических деталей, используемых в строительных металлоконструкциях, применяются углеродистая качественная и легированная конструкционные стали, по-

Таблица 19 **Химический состав низколегированных сталей для стальных строительных конструкций по плавочному анализу ковшовой пробы, %**

Марка стали	Углерод	Кремний	Марганец	Хром	Никель	Медь	Ванадий	Другие элементы
09Г2	≤0,12	0,17—0,37	1,4—1,8	≤0,3	≤0,3	≤0,3	—	—
09Г2С	≤0,12	0,5—0,8	1,3—1,7	≤0,3	≤0,3	≤0,3	—	—
14Г2	0,12—0,18	0,17—0,37	1,2—1,6	≤0,3	≤0,3	≤0,3	—	—
10Г2С1	≤0,12	0,8—1,1	1,3—1,65	≤0,3	≤0,3	≤0,3	—	—
10Г2С1Д	≤0,12	0'8—1,1	1,3—1,65	≤0,3	≤0,3	0,15—0,3	—	—
15ХСНД	0,12—0,18	0,4—0,7	0,6—0,9	0,3—0,6	0,3—0,6	0,2—0,4	—	—
15Г2СФ	0,12—0,18	0,4—0,7	1,3—1,7	≤0,3	≤0,3	≤0,3	0,05—0,1	—
10ХСНД	≤0,12	0,8—1,1	0,5—0,8	0,6—0,9	0,5—0,8	0,4—0,6	—	—
14Г2АФ	0,12—0,18	0,3—0,6	1,2—1,6	≤0,4	≤0,3	≤0,3	0,07—0,12	Азот 0,015—0,025
14Г2АФД	0,12—0,18	0,3—0,6	1,2—1,6	≤0,4	≤0,3	0,15—0,3	0,07—0,12	Азот 0,015—0,025
15Г2АФДпс	0,12—0,18	До 0,17	1,2—1,6	≤0,3	≤0,3	0,2—0,4	0,08—0,15	Азот 0,015—0,03
16Г2АФ	0,14—0,20	0,3—0,6	1,3—1,7	≤0,4	≤0,3	≤0,3	0,08—0,14	Азот 0,015—0,025
18Г2АФпс	0,14—0,22	До 0,17	1,3—1,7	≤0,3	≤0,3	≤0,3	0,08—0,15	Азот 0,015—0,03
12Г2СМФ	0,09—0,15	0,4—0,7	1,3—1,7	≤0,3	≤0,3	≤0,3	0,07—0,15	Молибден 0,15—0,25
12ГН2МФАЮ (ВС-1)	0,09—0,16	0,4—0,6	0,9—1,3	≤0,5	1,4—1,7	≤0,3	0,05—0,1	Азот 0,02—0,03, молибден 0,15—0,25, алюминий 0,05—0,1
10ХНДП	≤0,12	0,17—0,37	0,3—0,6	0,5—0,8	0,3—0,6	0,3—0,5	—	Фосфор 0,07—0,12, алюминий 0,08—0,15

Примечания: 1. В стали марки 10Г2С1Д допускается снижение содержания кремния до 0,7%.

2. Сталь марки 12Г2СМФ поставляется по ТУ 14-1-1308-75; сталь марки 12ГН2МФАЮ — по ТУ 14-1-1772-76; стали остальных марок поставляются по ГОСТ 19282—73.

Таблица 1.10. **Допускаемые отклонения по химическому составу в готовом прокате низколегированной стали по ГОСТ 19282—73 и ЧМТУ**

Наименование элементов	Допускаемые отклонения	Наименование элементов	Допускаемые отклонения
Углерод	±0,02	Медь	±0,05
Кремний	±0,05	Молибден	±0,02
Марганец	±0,10	Ванадий	+0,02 −0,01
Хром	±0,05		
Никель	±0,05	Азот	+0,005

Продолжение табл. 1.10

Наименование элементов	Допускаемые отклонения	Наименование элементов	Допускаемые отклонения
Сера	+0,005	Фосфор в стали 10ХНДП	+0,03
Фосфор	+0,005	Алюминий	+0,02 −0,01

Примечания: 1 В стали марки 18Г2АФпс плюсовое отклонение по содержанию углерода не допускается. В стали марок 12Г2СМФ и 12ГН2МФАЮ допускаются только плюсовые отклонения по всем компонентам

2 Указанные в таблице отклонения допускаются при условии обеспечения механических свойств

Таблица 1.11 **Механические свойства проката из низколегированной стали по ГОСТ 19281—73 и ГОСТ 19282—73**

Марка стали	Толщина проката, мм	Временное сопротивление разрыву, $\sigma_в$, МПа	Предел текучести $\sigma_т$, МПа	Относительное удлинение δ, %	Ударная вязкость $a_н$, МДж/м², при температуре		
					−40 °С	−70 °С	20 °С после механического старения для проката
		не менее					
09Г2	4	450	310	21	—	—	—
	5—9	450	310	21	0,4 (0,35)	0,3	0,3
	10—20	450	310	21	0,3	0,3	0,3
	21—32	450	300	21	0,3	—	0,3

Марка стали	Толщина проката, мм	Временное сопротивление разрыву $\sigma_в$, МПа	Предел текучести $\sigma_т$, МПа	Относительное удлинение δ_5, %	Ударная вязкость $a_н$, МДж/м², при температуре		
					—40 °С	—70 °С	20 °С после механического старения для проката
		не менее					
09Г2С	4	500	350	21	—	—	—
	5—9	500	350	21	0,4	0,35	0,3
	10—20	480	330	21	0,35	0,3	0,3
	21—32	470	310	21	0,35	(0,3)	0,3
	33—60	460	290	21	0,35	(0,3)	0,3
	61—80	450	280	21	0,35	(0,3)	0,3
	Свыше 80 до 160	440	270	21	0,35	(0,3)	0,3
14Г2	4	470	340	21	—	—	—
	5—9	470	340	21	0,35	0,35*	0,3
	10—20	460	330	21	0,3	0,3*	0,3
	21—32	460	330	21	0,3	—	0,3
10Г2С1, 10Г2С1Д	4	500	360	21	—	—	—
	5—9	500	350	21	0,4	0,35 (0,3)	0,3
	10—20	490	340	21	0,35 (0,3)	0,3 (0,25)	0,3
	21—32	480	330	21	0,35 (0,3)	(0,25)	0,3
	33—60	460	330	21	0,35 (0,3)	(0,25)	0,3
	61—80	440	300	21	0,35 (0,3)	(0,25)	0,3
	81—100	440	300	21	0,35 (0,3)	(0,25)	0,3
15ХСНД	4	500	350	21	—	—	—
	5—9	500	350	21	0,4	0,35 (0,3)	0,3
	10—20	500	350	21	0,3	0,3	0,3
	21—32	500	350	21	0,3	(0,3)	0,3
10ХСНД	4	540	400	19	—	—	—
	5—9	540	400	19	0,5	0,35	0,3
	10—15	540	400	19	0,4	0,3	0,3
	16—32	(540)	(400)	(19)	(0,5)	(0,3)	0,3
	33—40	(520)	(400)	(19)	(0,5)	(0,3)	0,3
10ХНДП	4	480	350	20	—	—	—
	5—9	480	350	20	0,4	—	0,3
	10—12	480	350	20	0,3	—	0,3
15Г2СФ	5—9	560	400	18	0,4	—	0,3
	10—20	560	400	18	0,35	—	0,3
	21—32	560	400	18	(0,35)	—	0,3

* Относятся только к фасонной и сортовой стали.

Примечания: 1. Нормы механических свойств, указанные в скобках, относятся только к листовой и широкополосной стали.

2. Нормы механических свойств фасонной и сортовой стали марки 15Г2СФ толщиной 4 мм такие же, как при толщине 5—9 мм.

3. К фасонным профилям нормы ударной вязкости при температуре —70° С относятся только для толщин до 11 мм включительно.

4. Прокат из стали марки 10ХНДП толщиной 10—12 мм поставляется по ТУ 14-1-389-72 и ТУ 14-1-1217-75.

5. Листы из стали марок 09Г2, 10Г2С1, 10Г2С1Д толщиной более 20 мм с ударной вязкостью при —70° С и из стали марки 10ХСНД толщиной более 15 мм поставляются в нормализованном или термоупрочненном состоянии (вид термической обработки выбирает изготовитель). При условии обеспечения механических свойств, указанных в таблице, допускается поставка сталей без термической обработки.

Таблица 1.12. **Механические свойства листовой и широкополосной низколегированной стали, поставляемой в нормализованном или термически улучшенном состоянии по ГОСТ 19282—73**

Марка стали	Толщина проката, мм	Временное сопротивление разрыву $\sigma_в$, МПа	Предел текучести $\sigma_т$, МПа	Относительное удлинение δ_5, %	Ударная вязкость $a_н$, МДж/м², при температуре			Состояние поставки
					—40 °С	—70 °С	20 °С после механического старения	
		не менее						
10Г2С1, 10Г2СД	10—40	540	400	19	0,5	0,3	0,3	Термическое улучшение
15Г2СФ	10—32	600	450	17	0,4	0,3	0,3	То же

Марка стали	Толщина проката, мм	Временное сопротивление разрыву $\sigma_в$, МПа	Предел текучести $\sigma_т$, МПа	Относительное удлинение δ_5, %	Ударная вязкость $a_н$, МДж/м², при температуре			Состояние поставки
					—40 °С	—70 °С	20 °С после механического старения	
		не менее						
14Г2АФ, 14Г2АФД	4	550	400	20	—	—	—	Нормализация или термическое улучшение
	5—9	550	400	20	0,45	0,35	0,3	
	10—32	550	400	20	0,4	0,3	0,3	
	33—50	550	400	20	0,4	0,3	0,3	
15Г2АФДпс	4	550	400	19	—	—	—	То же
	5—9	550	400	19	0,45	0,35	0,3	
	10—20	550	400	19	0,4	0,3	0,3	
	21—32	550	400	19	0,4	0,3	0,3	
16Г2АФ	4	600	450	20	—	—	—	»
	5—9	600	450	20	0,45	0,35	0,3	
	10—32	600	450	20	0,4	0,3	0,3	
	33—50	580	420	20	0,4	0,3	0,3	
18Г2АФпс	4	600	450	19	—	—	—	Нормализация или термическое улучшение
	5—9	600	450	19	0,45	0,35	0,3	
	10—20	600	450	19	0,4	0,3	0,3	
	21—32	600	450	19	0,4	0,3	0,3	
12Г2СМФ	10—32	700	600	14	0,35	—	—	Термическое улучшение
12ГН2МФАЮ (ВС-1)	12—40	700	600	14	—	0,3	—	То же

Примечания: 1. Для проката толщиной менее 8 мм допускается пониженне относительного удлинения на 1 абс. % на каждый миллиметр уменьшения толщины; для проката толщиной более 20 мм допускается понижение относительного удлинения на 0,25 абс. % на каждый миллиметр увеличения толщины, но не более чем на 2 абс. %.

2. Сталь марки 12Г2СМФ поставляется по ТУ 14-1-1308-75.

3. Сталь марки 12ГН2МФАЮ (ВС-1) поставляется по ТУ 14-1-1772-76.

ставляемые соответственно по ГОСТ 1050—74* и ГОСТ 4543—71*. Сталь поставляется в виде горячекатаных или электросварных труб, горячекатаных или кованых прутков круглого, квадратного, шестигранного сечения и полос размером до 250 мм; нормы химического состава распространяются также на слитки, болванки, слябы, листы, проволоку, штамповки и поковки.

В табл. 1.13—1.15 приведены нормы химического состава и механических свойств качественной конструкционной стали некоторых наиболее употребительных марок. При использовании этих данных необходимо иметь в виду, что конструкционная сталь по указанным стандартам применяется, как правило, для деталей, подвергаемых потребителем термической обработке. Поэтому приводимые в табл. 1.14, 1.15 механические свойства относятся не к прокату в состоянии поставки, а к заготовкам, отбираемым из проката и подвергаемым перед механическими испытаниями стандартной термической обработке (обычно нормализации или закалке с отпуском). Фактические механические свойства проката в состоянии поставки могут быть значительно ниже как по уровню прочности и пластичности, так и по сопротивляемости хрупкому разрушению. Поэтому при необходимости использовать этот материал в элементах конструкций, не подвергаемых термообработке (например, в виде горячекатаных труб для конструкций высотных сооружений), его необходимо заказывать по специальным стандартам и техническим условиям с гарантией в готовом прокате временного сопротивления разрыву, предела текучести, относительного удлинения и ударной вязкости при отрицательной температуре и при температуре 20° С после механического старения.

Другая особенность норм механических свойств рассматриваемых стандартов заключается в том, что эти нормы служат лишь некоторым контрольным уровнем, свидетельствующим о качестве проката. В соответствии с предъявляемыми требованиями в зависимости от технологических режимов закалки, отпуска и размеров детали для данного материала могут быть получены прочностные свойства выше и ниже этого контрольного уровня. Например, подвергая после закалки стальную деталь отпуску при относительно низких температурах (200—400° С), можно получить высокую твердость, но низкие пластичность и вязкость. Высокая температура

Таблица 113 Химический состав некоторых качественных конструкционных углеродистых и легированных сталей

Марка стали	Содержание элементов, %								
	углерод	кремний	марганец	фосфор	сера	хром	никель	молибден	ванадий
10	0,07—0,14	0,17—0,37	0,35—0,65	≤0,035	≤0,04	≤0,15	≤0,25	—	—
15	0,12—0,19	0,17—0,37	0,35—0,65	≤0,035	≤0,04	≤0,25	≤0,25	—	—
20	0,17—0,24	0,17—0,37	0,35—0,65	≤0,035	≤0,04	≤0,25	≤0,25	—	—
35	0,32—0,40	0,17—0,37	0,5—0,8	≤0,035	≤0,04	≤0,25	≤0,25	—	—
40	0,37—0,45	0,17—0,37	0,5—0,8	≤0,035	≤0,04	≤0,25	≤0,25	—	—
15Х	0,12—0,18	0,17—0,37	0,4—0,7	≤0,035	≤0,035	0,7—1,1	≤0,3	—	—
35Х	0,31—0,39	0,17—0,37	0,5—0,8	≤0,035	≤0,035	0,8—1,1	≤0,3	—	—
40Х	0,36—0,44	0,17—0,37	0,5—0,8	≤0,035	≤0,035	0,8—1,1	≤0,3	—	—
40ХФА	0,37—0,44	0,17—0,37	0,5—0,8	≤0,025	≤0,025	0,8—1,1	≤0,3	—	0,10—0,18
38ХС	0,34—0,42	1,00—1,40	0,3—0,6	≤0,035	≤0,035	1,3—1,6	≤0,3	—	—
3 Х МФ	0,27—0,34	0,17—0,37	0,3—0,6	≤0,035	≤0,035	2,3—2,7	≤0,3	0,2—0,3	0,06—0,12
30ХГСА	0,28—0,34	0,9—1,2	0,8—1,1	≤0,025	≤0,025	0,8—1,1	≤0,3	—	—
30ХН2МА (30ХНМА)	0,27—0,34	0,17—0,37	0,3—0,6	≤0,025	≤0,025	0,6—0,9	1,25—1,65	0,2—0,3	—
40ХН2МА (40ХНМА)	0,37—0,44	0,17—0,37	0,5—0,8	≤0,025	≤0,025	0,6—0,9	1,25—1,65	0,15—0,25	—

Примечания: 1. Стали марок 10, 15, 20, 35, 40 — по ГОСТ 1050—74*, остальные — по ГОСТ 4543—71*.
2. Остаточное содержание меди не должно превышать в углеродистой стали 0,25%, в легированной стали 0,3%.
3. Содержание азота в кислородно-конвертерной углеродистой стали не должно быть больше 0,008%

Таблица 1.14 **Механические свойства некоторых качественных конструкционных углеродистых сталей по ГОСТ 1050—74***

Марка стали	Предел текучести $\sigma_т$, МПа	Временное сопротивление разрыву $\sigma_в$, МПа	Относительное удлинение δ_5, %	Относительное сужение ψ, %	Ударная вязкость $a_н$, МДж/м², при 20°С
	не менее				
10	210	340	31	55	—
15	230	380	27	55	—
20	250	420	25	55	—
35	320	540	20	45	0,7
40	340	580	19	45	0,6

Примечание. Механические свойства относятся к прокату толщиной или диаметром до 80 мм. Они определяются при испытании на растяжение на образцах, изготовленных из нормализованных заготовок; при испытании на ударную вязкость образцы закаливаются с охлаждением в воде Температура отпуска после закалки ориентировочно 600° С.

Таблица 1.15. **Механические свойства и режимы термической обработки заготовок некоторых качественных конструкционных легированных сталей по ГОСТ 4543—71***

Марка стали	Термообработка					Предел текучести $\sigma_т$, МПа	Временное сопротивление $\sigma_в$, МПа	Относительное удлинение δ_5, %	Относительное сужение поперечного сечения ψ, %	Ударная вязкость $a_н$, МДж/м² при 20°С	Размеры сечения заготовки для термообработки (диаметр круга или сторона квадрата), мм
	закалка			отпуск							
	температура, °С		среда охлаждения	температура, °С	среда охлаждения	не менее					
	1-й закалки или нормализации	2-й закалки									
15Х	880	770—820	Вода	180	Воздух	500	700	12	45	0,7	15
35Х	860	—	Масло	500	Вода или масло	750	930	11	45	0,7	25
40Х	860	—	»	500	То же	800	1000	10	45	0,6	25
40ХФА	880	—	»	650	»	750	900	10	50	0,9	25
38ХС	900	—	»	630	Масло	750	950	12	50	0,7	25
30Х3МФ	870	—	»	620	Вода или масло	850	1000	12	55	1	25
30ХГСА	880	—	»	540	То же	850	1100	10	45	0,5	25
30ХН2МА	860	—	»	530	Воздух	800	1000	10	45	0,8	15
40ХН2МА	850	—	»	620	Вода или масло	850	1000	12	55	1	25

Примечания: 1. При термической обработке заготовок допускаются следующие отклонения по температуре нагрева: при закалке ±15° С, при низком отпуске ±30° С, при высоком отпуске ±50° С.

2. Прутки сечением менее указанного размера заготовки подвергаются термической обработке в полном сечении проката.

3. Сталь, для которой размер сечения заготовки для термообработки не указан, подвергается термообработке на готовых образцах.

отпуска (500—630° С) снижает твердость и прочность стали, но повышает ее пластичность и вязкость

Возможность получения при термическом упрочнении благоприятного комплекса механических свойств зависит от размеров детали и от способности стали прокаливаться. Углеродистые стали марок 35, 40 и др. характеризуются низкой прокаливаемостью, вследствие чего их можно эффективно использовать (в состоянии после закалки и отпуска с повышенными механическими свойствами) только для изделий небольшого размера (диаметра или толщины) — до 40 мм. Несколько большей прокаливаемостью обладают стали с небольшими добавками легирующих элементов марок 35Х, 38ХС, 40ХФА и др. Их применяют для деталей диаметром или толщиной до 60—80 мм. Увеличение прокаливаемости достигается повышением содержания легирующих элементов и за счет комплексного легирования хромом, молибденом и никелем. Последний элемент вводится также в сталь для повышения вязкости. Такие стали марок 30Х3МФ, 30ХН2МА, 40ХН2МА и др. применяются для наиболее ответственных изделий размером до 150—200 мм.

Наиболее часто детали из качественных конструкционных сталей применяются после закалки и отпуска. Оптимальные режимы термической обработки и соответствующие им механические свойства приводятся в ведомственных технических условиях и нормалях.

1.2.5. Стали легированные и высоколегированные качественные хладостойкие, теплоустойчивые, коррозионно-стойкие, жаростойкие и жаропрочные

При эксплуатации некоторых стальных конструкций их отдельные детали, элементы и узлы могут подвергаться действию очень низких (криогенных) температур, повышенных и высоких температур, агрессивной коррозионной среды, испытывая при этом значительные силовые воздействия. Для изготовления этих деталей, элементов и узлов могут быть использованы имеющиеся легированные и высоколегированные хладостойкие, теплоустойчивые, коррозионно-стойкие, жаростойкие и жаропрочные стали.

Теплоустойчивыми называются стали, выдерживающие длительную эксплуатацию под напряжением при температуре 450—550° С, часто при непосредственном контакте с перегретым (водяным) паром высокого давления и другими агрессивными средами. Коррозионно-стойкие стали, часто называемые нержавеющими, обладают стойкостью против электрохимической и химической коррозии, межкристаллитной коррозии, коррозии под напряжением и др. Жаростойкие (окалиностойкие) стали характеризуются стойкостью против химического разрушения поверхности в газовых средах при температурах выше 550° С при работе в ненагруженном и слабонагруженном состоянии. Жаропрочные стали способны работать в нагруженном состоянии при высоких температурах в течение определенного времени и обладают при этом достаточной жаростойкостью.

Марки, химический состав и примерная область применения некоторых характерных вариантов таких сталей приведены в табл. 1.16 и 1.17.

Приведенное выше деление на группы по областям применения для высоколегированных хромистых и хромоникелевых сталей является условным. Многие из этих сталей (см. табл. 1.16) принадлежат к двум, трем и даже к четырем группам одновременно, и можно лишь говорить об их преимущественном применении в данной группе (знак «++» в табл. 1.16). Примером такой универсальности служит сталь 12Х18Н10Т, обладающая высокими антикоррозионными свойствами, достаточной жаростойкостью, жаропрочностью и способностью работать при низких (криогенных) температурах.

Оптимальные свойства рассматриваемых сталей достигаются после соответствующей термической обработки. В табл. 1.18 приведены рекомендуемые режимы термической обработки и гарантируемые механические свойства сталей. Как и для конструкционных сталей по ГОСТ 1050—74* и ГОСТ 4543—71*, эти свойства относятся не к прокату в состоянии поставки, а к специально термообработанным образцам или заготовкам.

Необходимые сведения о физико-механических свойствах и расчетных характеристиках сталей при температурах эксплуатации, а также об их сопротивляемости коррозии в конкретных средах приведены в ведомственных технических условиях и нормалях.

Высоколегированные стали имеют высокую стоимость, так как при выплавке их расходуется большое количество дорогих и дефицитных добавок. Поэтому их применение возможно только при надлежащем технико-экономическом обосновании.

1.3. СОПРОТИВЛЕНИЕ ХРУПКОМУ РАЗРУШЕНИЮ

1.3.1. Общие сведения

Хрупкое разрушение элементов стальных конструкций характеризуется отсутствием макропластической деформации и кристаллическим видом излома при низком уровне напряжений (0,1—0,8 предела текучести). Основные причины, обусловливающие возникновение хрупких разрушений:

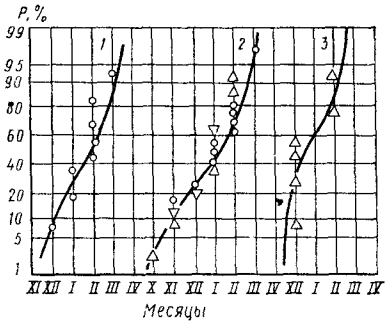


Рис. 1.1. Изменение числа разрушения в зависимости от времени года

1 — резервуары, *2* — стропильные конструкции; *3* — мосты

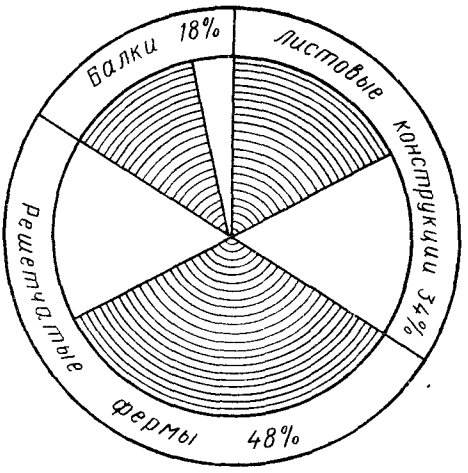


Рис. 1.2. Диаграмма относительного распределения частичных и полных (заштриховано) отказов стальных конструкций

Таблица 116 **Химический состав некоторых легированных и высоколегированных качественных хладостойких, теплоустойчивых, коррозионно-стойких, жаростойких и жаропрочных сталей**

Марка стали	Старое обозначение	Содержание элементов, %									Основное эксплуатационное свойство					ГОСТ или ЧМТУ
		углерод	кремний	марганец	хром	никель	молибден	сера	фосфор	прочие элементы	хладостойкость	теплостойкость	коррозионная стойкость	жаростойкость	жаропрочность	
0Н6	0Н6	≤0,1	0,15—0,35	0,3—0,6	≤0,3	6,5—8	—	≤0,015	≤0,02	—	+	—	—	—	—	ТУ 14-1-2236 77
0Н9	0Н9	≤0,1	0,15—0,35	0,3—0,6	≤0,3	8,5—10	—	≤0,015	≤0,02	—	+	—	—	—	—	ТУ 14 1 2236-77
10Х14Г14Н4Т	Х14Г14Н3Т	0,1	0,8	13—15	13—15	2,8—4,5	—	≤0,02	≤0,035	Титан 5·(С—0 02)—0,6	++	—	+	—	—	ГОСТ 5632—72**
12МХ	—	0,09—0,16	0,15—0,30	0,4—0,7	0,4—0,6	—	0,4—0,6	≤0,025	≤0,03	—	—	+	—	—	—	ГОСТ 20072—74
12Х1МФ	12ХМФ	0,08—0,15	0,17—0,37	0,4—0,7	0,9—1,2	—	0,25—0,35	≤0,025	≤0,03	Ванадий 0,15—0,3	—	+	—	—	—	ГОСТ 20072—74
25Х1МФ	ЭИ10	0,22—0,29	0,17—0,37	0,4—0,7	1,5—1,8	—	0,25—0,35	≤0,025	≤0,03	Ванадий 0,15—0,3	—	+	—	—	—	ГОСТ 20072—74
20Х3МВФ	ЭИ415, ЭИ579	0,16—0,24	0,17—0,37	0,25—0,5	2,8—3,3	—	0,35—0,55	≤0,025	≤0,03	Ванадий 0,6—0,85 вольфрам 0,3—0,5,	—	+	—	—	—	ГОСТ 20072—74
12Х18Н10Т	Х18Н10Т ЭЯ1Т	≤0,12	≤0,8	≤2	17—19	9—11	—	≤0,02	≤0,035	Титан 5·С—0,8	+	—	++	+	+	ГОСТ 5632—72**

Примечание В графах «Основное эксплуатационное свойство» знак «+» обозначает применение стали по данному назначению; знак «++» — преимущественное применение, если сталь имеет несколько областей применения, знак «—» означает, что сталь данной марки не обладает указанным эксплуатационным свойством.

Таблица 1.17. Примерная область применения некоторых легированных и высоколегированных качественных хладостойких, теплоустойчивых, коррозионно-стойких, жаростойких и жаропрочных сталей

Марка стали	Примерное назначение	Температура эксплуатации, °С			Температура начала интенсивного окалинообразования в воздушной среде, °С
		минимальная при использовании в качестве хладостойкого материала	максимальная при длительном использовании в качестве жаростойкого материала	рекомендуемая при использовании в качестве теплостойкого и жаропрочного материала	
0Н6; 0Н9	Сварные корпуса и листовые детали аппаратов, работающих под давлением при низких отрицательных температурах	—196	—	—	—
10Х14Г14Н4Т	Сварные изделия, работающие при криогенных температурах и в средах средней агрессивности	—253	—	—	—
12МХ	Трубы пароперегревателя, трубопроводов и коллекторных установок высокого давления, поковки для паровых котлов и паропроводов, изготовляемых с применением сварки	—	—	510	570
12Х1МФ	То же	—	—	570—585	600
25Х1МФ	Болты, плоские пружины, шпильки и другие крепежные детали	—	—	510	600
20Х3МВФ	Трубы высокого давления для химической аппаратуры, крепежные детали, устойчивые против водородной коррозии	—	—	500—560	600
12Х18Н10Т	Детали для криогенной техники, для нержавеющей сварной аппаратуры в виде листового и сортового проката, детали выхлопных систем, трубы для горячих сред, листовые и сортовые детали для работы в горячих средах	—196	800	600	850

Таблица 1.18. Режим термической обработки и механические свойства при комнатной температуре некоторых легированных и высоколегированных качественных хладостойких, теплоустойчивых, коррозионностойких, жаростойких и жаропрочных сталей

Марка стали	Рекомендуемые режимы термической обработки	Механические свойства				
		временное сопротивление $\sigma_в$, МПа	предел текучести $\sigma_т$, МПа	относительное удлинение δ_5, %	относительное сужение ψ, %	ударная вязкость $a_н$, МДж/м²
		не менее				
0Н6	Двойная нормализация при 900 и 790° С; отпуск при 580—600° С в течение 2,5—3 ч	600	450	25	70	1,5
0Н9	Двойная нормализация при 900 и 790° С; отпуск при 560—580° С в течение 2,5—3 ч	600	480	30	75	1,8
10Х14Г14Н4Т	Закалка при 1000—1080° С, охлаждение в воде	600	250	35	50	1
12МХ	Нормализация при 910—930° С, отпуск при 670—690° С	420	240	21	45	0,6
12Х1МФ	Нормализация при 960—980° С, отпуск при 740—760° С	480	260	21	55	1
25Х1МФ	Закалка при 880—900° С в масле, отпуск при 640—660° С	900	750	14	50	0,6
20Х3МВФ	Закалка при 1030—1060° С в масле, отпуск при 660—700° С	900	750	12	40	0,6
12Х18Н10	Закалка при 1050—1100° С, охлаждение на воздухе, в масле или в воде	520	200	40	55	—

Примечание. Механические свойства относятся к термически обработанным образцам (или к образцам, изготовленным из термически обработанных заготовок), вырезанным из сортового проката, поставляемого по ГОСТ 5949—75 и ГОСТ 20072—74, а для стали 0Н6 и 0Н9 — вырезанных из толстых листов поставляемых по ТУ 14-1-2236-77.

низкие температуры эксплуатации, высокие скорости нагружения, недостаточная хладостойкость стали, конструктивная концентрация напряжений, дефекты сварки и остаточные сварочные напряжения. Существенную роль оказывают также увеличенные габариты конструкций и большая толщина сечений, характер нагружения (циклическое, в том числе малоцикловое), влияющие на возникновение трещин в ранних стадиях изготовления и эксплуатации. Анализ разрушений строительных конструкций показывает, что причиной возникновения хрупких трещин является неблагоприятное сочетание указанных конструктивных, технологических и эксплуатационных факторов.

Наибольшее число хрупких разрушений строительных конструкций приходится на зимние месяцы с отрицательными среднемесячными температурами (рис. 1.1). Хрупкие разрушения конструкций с большими запасами упругой энергии (сосуды, работающие под давлением, газгольдеры), а также динамически нагруженных конструкций возможны даже при положительных температурах. Данные по относительной частоте отказов для различных типов конструкций приведены на рис. 1.2.

Анализ отказов конструкций, изготовленных из стали марки Ст 3, показывает, что в 46% случаев причиной разрушения было низкое качество стали В ряде случаев причинами возникновения хрупких разрушений могут быть недостаточные расстояния между сопрягаемыми элементами, способствующими созданию высокой концентрации напряжений, пересекающиеся сварные швы, местные усиления, сварочные трещины, непровары, подрезы, большие зазоры в соединениях. Дефекты сварки являются основной причиной хрупких разрушений строительных конструкций промзданий и сооружений (60—65% общего числа отказов). В 20—25% случаев от общего числа разрушений причиной были конструктивные несовершенства. Во многих случаях наблюдалось возникновение трещин в фасонках ферм, причиной образования которых служили повышенная концентрация напряжений у окончания фланговых швов, прикрепляющих раскосы, недостаточное расстояние между элементами, изгиб ферм из плоскости при транспортировке и монтаже. Характерные примеры возникновения хрупких трещин в узлах стропильных ферм и составных стержней приведены на рис. 1.3.

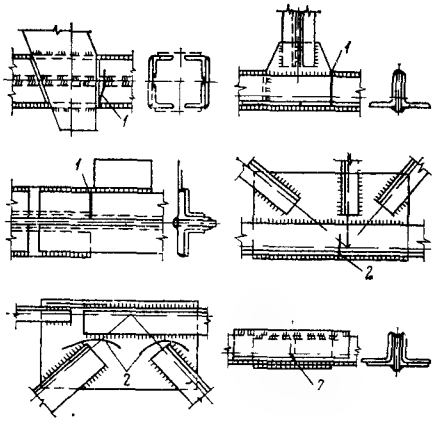


Рис. 1.3. Примеры характерных хрупких трещин и разрушений в узлах стальных конструкций

Таблица 1.19 **Критические температуры хрупкости строительных сталей**

Марка стали	Толщина, мм	T^*_{50}, °С	TOT^{**}, °С
ВСт3сп	10	6	
	20	20	20
	30	20	25
09Г2С	20	—8	—10
	40	10	20
10Г2С1	18	45	50
10ХСНД	20	—30	—25
	40	0	—3
10ХН1М	20	—10	—
16Г2АФ	14	0	—
	25	0	—
	32	—5	—
12ГН2МФАЮ	20	—40	—40
	40	—20	—

* T_{50} — критическая температура, при которой доля волокна в изломе образца типа IV (ГОСТ 9454—78) составляет 50%.

** TOT — критическая температура остановки хрупких трещин

В табл. 1.19 приведены данные о критических температурах для некоторых марок углеродистых и низколегированных сталей, полученных на основе обобщения различных экспериментальных исследований.

1.3.2. Критерии оценки сопротивления хрупкому разрушению

Каждая сварная стальная конструкция имеет некоторый температурный порог — критическую температуру хрупкости, ниже которой вероятность хрупких разрушений возрастает.

Вероятность хрупкого разрушения конструкции не может быть предсказана на основании результатов обычных испытаний, предусмотренных соответствующими ГОСТами на поставку стали. Оценка сопротивляемости стальных конструкций хрупкому разрушению производится по критериям, устанавливаемым с учетом конструктивных, технологических и эксплуатационных факторов.

Процесс хрупкого разрушения состоит из стадии возникновения трещины и стадии ее распространения. Критерии оценки сопротивления хрупкому разрушению подразделяются на три группы:

критерии качественной оценки стали, определяемые независимо от особенностей конструкции; они, как правило, определяются по результатам испытаний стандартных образцов и характеризуют свойства стали вообще;

критерии оценки служебных свойств стали, характеризующие ее работоспособность в условиях эксплуатации конструкции; эти критерии определяются на нестандартных образцах, имитирующих работу материала в элементах конструкций с учетом их конструктивных и эксплуатационных особенностей;

критерии оценки хрупкой прочности конструкции в целом в эксплуатационных условиях.

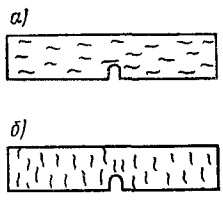


Рис. 1.4. Схема расположения неметаллических включений в образцах в зависимости от направления прокатки

а — продольный образец; *б* — поперечный образец

Качественная оценка строительной стали производится по ударным испытаниям стандартных образцов главным образом с полукруглым надрезом типа Менаже и реже с треугольным надрезом типа Шарпи. При этом используется температурная зависимость ударной вязкости, доли вязкой составляющей в изломе образцов и деформации у дна надреза. Испытания проводят на поперечных образцах, вырезанных из заготовок поперек направления прокатки для листовой стали и вдоль направления прокатки для фасонной стали.

Одна из причин испытания поперечных образцов — наличие в стали неметаллических включений, приобретающих при прокатке форму тонких пластин, которые при совпадении с направлением надреза облегчают начало разрушения (рис. 1.4). Цель этих испытаний — установить критический интервал хрупкости стали, в пределах которого материал переходит из вязкого состояния в хрупкое. Верхняя критическая температура хрупкости соответствует температуре, при которой излом образцов полностью волокнистый.

Нижняя критическая температура хрупкости соответствует температуре, при которой в изломе образцов исчезает волокнистая составляющая и остается только кристаллическая составляющая. Кроме того, нижняя критическая температура хрупкости может быть определена по минимальным значениям на температурных кривых ударной вязкости и относительной деформации (сужение) у дна надреза.

Для оценки качества строительной стали часто используют условный порог хладноломкости по минимальному значению ударной вязкости (например 0,25—0,30 кДж/м^2).

Данные, полученные при испытаниях на ударную вязкость, позволяют получить ценную информацию о температурах перехода стали в хрупкое состояние, о ее пластичности в вязких состояниях и анизотропии.

Оценка служебных свойств строительной стали. Служебные свойства стали определяют на нестандартных образцах натурной толщины, в которых имитируются условия работы материала в реальных конструкциях. В конструкции образцов и их материале, а также в характере их нагружения моделируются наиболее важные параметры, присущие различным типам строительных конструкций. Некоторые типы нестандартных образцов показаны на рис. 1.5.

Основными критериями оценки служебных свойств стали по результатам испытания крупноразмерных образцов служат критические температуры хрупкости, номинальные разрушающие напряжения, а также силовые (k_c) и деформационные (δ_c) критерии механики разрушения. Служебные свойства стали оцениваются в зависимости от типа конструкции и условий ее нагружения либо в связи с сопротивляемостью возникновению хрупкого разрушения (решетчатые, балочные и тому подобные типы конструкций), либо в связи с сопротивляемостью распространению хрупкого разрушения (листовые конструкции сосудов, работающих под давлением).

Критические температуры хрупкости позволяют выделить три основных вида разрушения: вязкое, квазихрупкое и хрупкое. По разрушающим напряжениям ($\sigma_р$) устанавливают предельные расчетные нагрузки в элементах конструкций при квазихрупких и хрупких состояниях. Критерии механики разрушения дают возможность произвести оценку сопротивления хрупкому разрушению стали элементов конструкций с учетом дефектов типа трещин.

Переход от вязких разрушений к квазихрупким характеризуется первой критической температурой ($t_{к1}$), которая определяется по виду излома (50% доли вязкой составляющей в изломе) (рис. 1.6). Разрушающие напряжения в квазихрупких состояниях выше предела текучести стали. Переход от квазихрупких разрушений к хрупким характеризуется второй критической температурой $t_{к2}$, при которой разрушающие напряжения достигают предела текучести. При температурах ниже $t_{к2}$ разрушение элементов конструкций происходит без макропластических деформаций при номинальных напряжениях ниже предела текучести стали. Пластическая деформация, возникающая в зонах разрушения, локализована в очень малых объемах, поверхность излома кристаллическая. Состояния стали в конструкции определяются следующим образом: вязкое — $t_э > t_{к1}$, квазихрупкое — $t_{к2} < t_э < t_{к1}$, хрупкое — $t_э \leqslant t_{к2}$ (где $t_э$ — эксплуатационная температура).

В квазихрупких состояниях, характерных для большинства конструкций, эксплуатируемых при отрицательных температурах, пластическое деформирование стали затруднено. Поэтому разрушающие напряжения — это основной критерий, определяющий надежность конструкции в квазихрупком состоянии.

Для конструкций промышленных зданий и сооружений, рассчитываемых на воз-

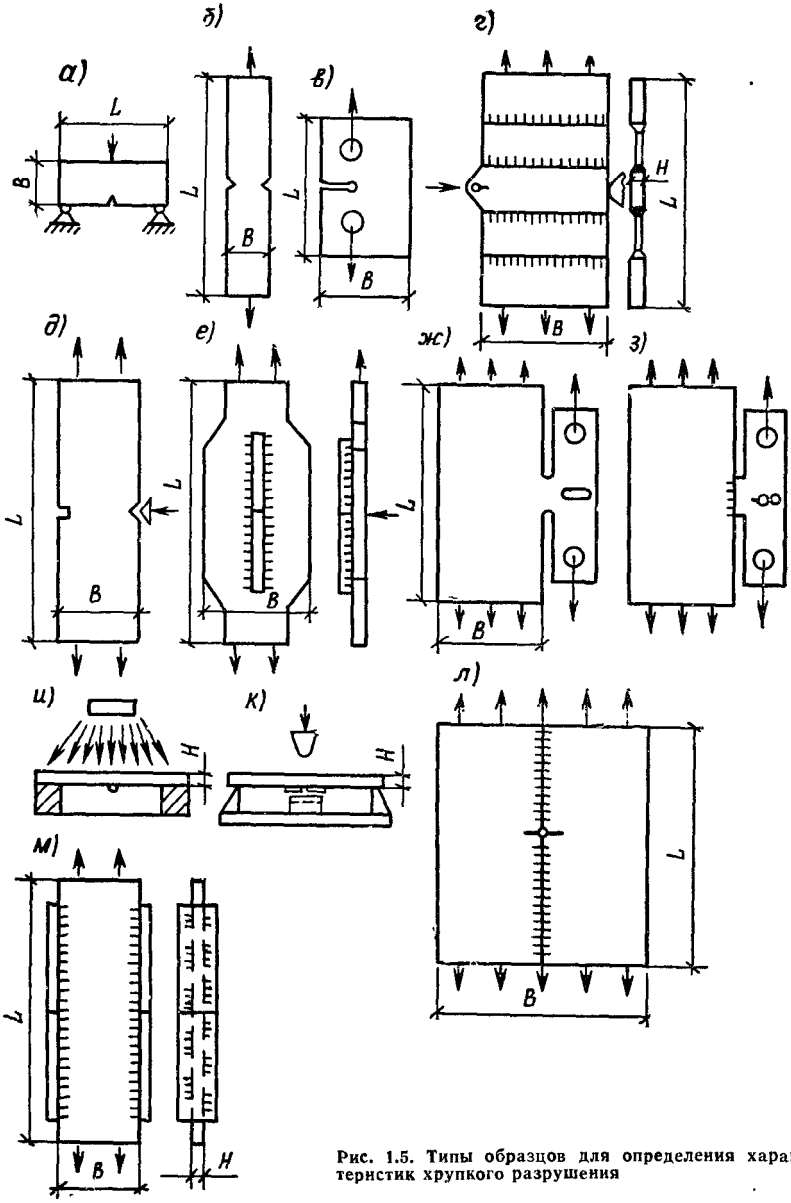


Рис. 1.5. Типы образцов для определения характеристик хрупкого разрушения

действие статических нагрузок, определение критических температур хрупкости ($t_{к1}$, $t_{к2}$), разрушающих напряжений ($\sigma_р$) и параметров механики разрушения ($k_с$ и $\delta_с$) можно производить по результатам испытания образцов на растяжение или на изгиб при соответствующих скоростях деформирования.

Для конструкций, подвергаемых динамическим воздействиям, используют методы ударных испытаний крупногабаритных образцов натурных толщин с исходными дефектами типа трещин. Динамическое нагружение приводит к повышению критических температур по сравнению со статическим нагружением $t_{к1}$ на 20—30° С и $t_{к2}$ на 30—40° С.

Влияние сварки на характеристики сопротивления стали хрупкому разрушению оценивают по результатам испытания сварных образцов, в которых имитируются конструктивные и технологические дефекты. Процесс сварки приводит к повышению $t_{к1}$ на 5—30° С в зависимости от марки стали ($t_{к1}$ возрастает с увеличением прочности стали). При этом возникновение квазихрупких состояний в элементах сварных соединений с фланговыми швами происходит при температурах примерно на 10° выше, чем в соединениях с комбинированными швами.

Критерии оценки хрупкой прочности строительных стальных конструкций. Для оценки сопротивляемости конструкций

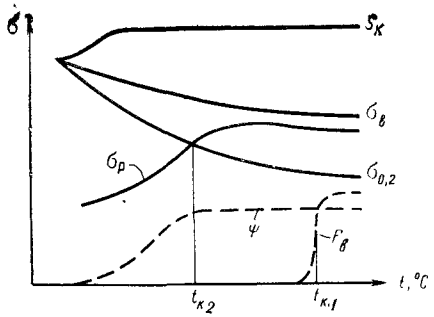


Рис. 1.6. Температурная зависимость разрушающих напряжений в элементах конструкций

$S_к$ — сопротивление материала отрыву; $σ_в$ — временное сопротивление материала разрыву; $σ_{0,2}$ — предел текучести материала; ψ — относительное поперечное сужение; $F_в$ — доля волокнистой составляющей в изломе образца

хрупкому разрушению в качестве критериев используют критические температуры хрупкости (первая $t_{к1}$ и вторая $t_{к2}$) и номинальные разрушающие напряжения $σ_р$. Для элементов конструкций критические температуры хрупкости определяются по формулам:

$$t^к_{к1} = t_{к1} + Δt_{к1}; \quad t^к_{к2} = t_{к2} + Δt_{к2},$$

где $t_{к1}$, $t_{к2}$ — критические температуры хрупкости для образцов; $Δt_{к1}$, $Δt_{к2}$ — смещения критических температур хрупкости вследствие влияния конструктивных, технологических и эксплуатационных факторов.

Для обеспечения сопротивления конструкций хрупкому разрушению рекомендуется обеспечить температурный запас по критическим температурам хрупкости $t_{к1}$ и $t_{к2}$:

$$Δt_1 = t^э_{мин} - t^к_{к1}; \quad Δt_2 = t^э_{мин} - t^к_{к2},$$

где $t^э_{мин}$ — минимальная температура конструкции в процессе эксплуатации.

Если обеспечен запас по первой критической температуре, то конструкция при эксплуатации будет находиться в вязком состоянии. В этом случае предельные нагрузки превышают расчетные и сопротивление хрупкому разрушению не определяется. Обеспечение температурного запаса по $t_{к1}$ оказывается важным для наиболее ответственных конструкций (сосуды, работающие под давлением, конструкции ядерных, энергетических установок и т. п.). В ряде случаев можно допустить в элементах конструкций квазихрупкие состояния (по экономическим соображениям или по условиям эксплуатации). В квазихрупком состоянии затруднена пластическая деформация, а уровень номинальных разрушающих напряжений приближается к расчетному сопротивлению. В связи с этим кроме запаса по $t_{к2}$ необходимо обеспечить запас прочности по разрушающим напряжениям в квазихрупком состоянии:

$$n_{хр} = σ_р/σ^э_{макс},$$

где $σ^э_{макс}$ — максимальное напряжение в элементе конструкции в зоне дефекта.

Если вторая критическая температура хрупкости конструкции превышает минимальную температуру при эксплуатации, то запас прочности $n_{хр}$ следует вычислять по разрушающим напряжениям в хрупком состоянии с использованием критериев механики разрушения.

Запасы по критическим температурам хрупкости $t_{к1}$ и $t_{к2}$ принимаются в пределах 20—40° С. Бо́льшие запасы относятся к сварным высоконагруженным элементам конструкций, подвергающимся в эксплуатации воздействиям статических, циклических и динамических нагрузок.

Запасы прочности по разрушающим напряжениям выбирают в пределах 1,5—2. Бо́льшие запасы прочности назначают для элементов конструкций из хладноломких низкоуглеродистых сталей или сталей с низкой пластичностью, чувствительных к концентрации напряжений и скорости деформирования.

Запасы по критическим температурам и разрушающим напряжениям могут быть уточнены по результатам испытаний до разрушения натурных образцов.

Механика разрушения и оценка прочности конструкций в хрупких состояниях. Методы механики разрушения связаны главным образом с анализом концентрации напряжений в конструкции. Эти методы позволяют определить условия возникновения хрупкого разрушения при наличии дефектов типа трещин, что весьма важно, так как современные представления о механизмах хрупкого разрушения связаны с предположением неизбежного существования в конструкции таких дефектов. Суть этих методов состоит в установлении зависимости между критическим локальным напряжением в вершине трещины, номинальным напряжением, свойствами стали и размерами дефекта. Величина локального напряжения в вершине трещины может быть описана с помощью параметра K, называемого коэффициентом интенсивности напряжений и зависящего от геометрии детали с трещиной, размера и ориентации трещины и величины номинальных напряжений.

1.3.3. Рекомендации по повышению хладостойкости стальных конструкций

Для повышения сопротивляемости конструкций хрупким разрушениям на стадии проектирования необходимо учитывать возможное влияние основных конструктивных, эксплуатационных и технологических особенностей: концентрацию напряжений, толщину деталей, условия нагружения, температуру эксплуатации, возможные дефекты изготовления и монтажа.

В соответствии с действующими нормами проектирования стальных конструкций повышение их надежности против хрупкого разрушения предусматривается в основном выбором марки стали с гарантией ударной вязкости при пониженной темпе-

ратуре, а также рекомендациями по конструктивным решениям элементов и их изготовлению. Этот подход в ряде случаев не гарантирует от хрупких разрушений, так как не учитывает широкого многообразия типов конструкций, существенно различающихся условиями эксплуатации и характером нагружения. Рекомендации по более достоверной расчетной проверке сопротивления конструкций хрупкому разрушению в настоящее время разрабатываются.

В некоторых случаях, например для листовых конструкций (сосуды, работающие под давлением, газгольдеры, кожухи воздухонагревателей и др.), применяются испытания с предварительным статическим и ударным инициированием хрупких трещин. Типы таких образцов приведены на рис. 1, 5, *г, д, ж, з, е*. Указанные испытания позволяют определить критические температуры остановки хрупких трещин (*ТОТ*) в зависимости от уровня номинальных рабочих напряжений. Поскольку для строительных сталей значения *ТОТ* достаточно высоки, рекомендуется их учитывать при проектировании особо ответственных конструкций.

При проектировании конструкций, эксплуатируемых при низких расчетных температурах, необходимо строгое соблюдение требований по выбору марок сталей, а также применение рациональных конструктивных решений, совершенствование технологии изготовления и монтажа, использование дефектоскопического контроля.

Значительно повышает сопротивление конструкций хрупкому разрушению применение сталей повышенной хладостойкости. При выборе различных марок стали необходимо учитывать тип конструкций, условия нагружения и эксплуатации, а также технико-экономические обоснования. Сталь для металлоконструкций должна поставляться с гарантией ударной вязкости при отрицательной температуре и после механического старения. Следует стремиться к более широкому применению нормализованных и термоулучшенных сталей.

Для наиболее ответственных высоконагруженных элементов конструкций наряду со сталями, указанными в п. 1.4, рекомендуется применение хладостойких сталей повышенной и высокой прочности марок 10ХН1М, 16Г2АФ, 12ГН2МФАЮ. В качестве материала для конструкций, эксплуатируемых при криогенных температурах (резервуары для хранения сжиженных газов), рекомендуются стали системы Fe—Ni с содержанием никеля от 2,5 до 9%, например стали марок 0Н6 и 0Н9, которые обладают высокой прочностью и сопротивляемостью хрупкому разрушению после двойной воздушной закалки с отпуском.

При проектировании стальных конструкций следует учитывать, что с уменьшением толщины элементов повышается их сопротивление хрупкому разрушению. В связи с этим целесообразно использовать листовой прокат низколегированной и малоуглеродистой стали толщиной до 20 мм. Для уменьшения толщины деталей высоконагруженных элементов конструкций следует использовать стали повышенной и высокой прочности. Рекомендуется применение новых конструктивных форм, например замена по возможности стержневых систем сплошностенчатыми, обладающими повышенным сопротивлением хрупкому разрушению. Для покрытий промзданий перспективны тонкостенные стропильные балки и прогоны. Рекомендуется применение многослойных конструкций для толстостенных сосудов, работающих под давлением. Эффективно также создание дополнительных полей напряжений, затрудняющих возникновение трещин путем, например, предварительного нагружения.

При проектировании элементов и деталей конструкций следует избегать резких геометрических концентраторов напряжений, в особенности на участках с высокими местными напряжениями. Следует также избегать размещения сварных соединений поперек направления действующих растягивающих напряжений.

В монтажных соединениях рекомендуется применение по возможности высокопрочных болтов, поскольку в этих случаях локализуется распространение трещин.

Широкое применение физических методов дефектоскопического контроля является необходимым мероприятием для повышения сопротивления стальных строительных конструкций хрупкому разрушению.

1.4. ВЫБОР МАРОК СТАЛИ ДЛЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Приводимые ниже рекомендации[1] не распространяются на стальные конструкции специальных сооружений: магистральные и технологические трубопроводы, резервуары специального назначения (для хранения нефтепродуктов и др.), кожухи доменных печей и воздухонагревателей, мачты и башни сооружений связи, опоры линий электропередач, опоры контактных сетей и т. п. Марки стали для этих конструкций устанавливаются соответствующими главами СНиП или специальными руководствами.

В зависимости от назначения и условий эксплуатации все конструкции разделены на восемь групп. Примерный перечень конструкций по группам приведен в табл. 1.20.

Выбор классов и марок стали в пределах каждой группы конструкций и каждого диапазона расчетных температур производится по табл. 1.21 на основе технико-экономических сопоставлений.

За расчетную температуру принимается:

а) при возведении конструкций в районах с расчетной температурой наружного воздуха —40° С и выше — температура, при которой конструкции эксплуатируются;

б) при возведении конструкций в районах с расчетной температурой наружного

[1] Составлены в соответствии с требованиями главы СНиП II-В.3-72 «Стальные конструкции. Нормы проектирования» с учетом дополнений и изменений согласно постановлению Госстроя СССР от 12 сентября 1975 г. № 150.

Таблица 1.20. **Группы конструкций**

Группа	Наименование	Примерный перечень конструкций
I	Сварные конструкции, работающие в особо тяжелых условиях и подвергающиеся непосредственному воздействию динамических или вибрационных нагрузок. Фасонки стропильных и подстропильных ферм	Балки рабочих площадок главных зданий мартеновских и конвертерных цехов; элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад, непосредственно воспринимающие нагрузку от железнодорожных и других подвижных составов; подкрановые балки и т. п.
II	Сварные конструкции, находящиеся под непосредственным воздействием динамических или вибрационных нагрузок, кроме перечисленных в группе I	Пролетные строения наклонных мостов доменных печей; пролетные строения и опоры транспортерных галерей и т. п.
III	Сварные конструкции перекрытий и покрытий	Фермы (за исключением фасонок); ригели рам; главные балки перекрытий и т. п.
IV	Сварные конструкции, не подвергающиеся непосредственному воздействию подвижных или вибрационных нагрузок	Колонны, стойки, прогоны покрытий и опорные плиты; конструкции, поддерживающие технологическое оборудование и трубопроводы; сварные балки; бункера
V	Конструкции I, II, III и IV групп, монтируемые при расчетной температуре ниже -40° С и эксплуатируемые в отапливаемых помещениях	См. примерный перечень конструкций для групп I, II, III, IV
VI	Вспомогательные конструкции зданий и сооружений и слабонагруженные элементы с напряжением менее 0,4 расчетного сопротивления с применением сварки и без сварки	Связи; элементы фахверка; лестницы; площадки; опоры светильников и т. п.
VII	Конструкции, относящиеся к группам I, II, III, при выполнении их клепаными	См. примерный перечень конструкций для групп I, II, III.
VIII	Конструкции, относящиеся к группе IV, при выполнении их клепаными, а также элементы конструкций, не имеющие сварных соединений	См. примерный перечень конструкций для группы IV

Примечание. К конструкциям, подвергающимся динамическому воздействию подвижных нагрузок, относятся подкрановые балки, а также конструкции, которые должны быть рассчитаны на выносливость

Таблица 1.21 **Классы и марки стали для разных групп конструкций при различных расчетных температурах**

Группа конструкции (по табл. 1.20)	Расчетная температура t, °С	Класс стали	Толщина проката, мм: листового	Толщина проката, мм: фасонного и сортового	Марка стали	ГОСТ[1] или ТУ
I	$t \geqslant -40$	С38/23	5—30	5—30	ВСт3Гпс5	ГОСТ 380—71*
			5—25	5—25	ВСт3сп5	ГОСТ 380—71*
			26—40	26—40	16Д[2]	ГОСТ 6713—75
		С44/29	10—25	—	ВСтТпс[3]	ГОСТ 14637—69*
			21—60	—	09Г2С-12	ГОСТ 19282—73
		С46/33	4—20	4—20	09Г2С—12	ГОСТ 19281(2)—73
			4—11	4—11	10Г2С1-12	ГОСТ 19281(2)—73
			12—40	12—40	10Г2С1Д-12	ГОСТ 19281(2)—73
			4—32	4—32	15ХСНД-12	ГОСТ 19281(2)—73
			4—32	—	14Г2-12[4]	ГОСТ 19282—73
		С52/40	10—40	—	10Г2С1—12[5]	ГОСТ 19282—73
			4—40	4—15	10ХСНД-12	ГОСТ 19281(2)—73
			4—50	—	14Г2АФ-12	ГОСТ 19282—73
			1—32	—	15Г2АФДпс12	ГОСТ 19282—73
	$-40 > t \geqslant -65$ (эксплуат. в отапл. помещ.) Группа V	С44/29	21—60	—	09Г2С-12	ГОСТ 19282—73
		С46/33	4—20	4—20	09Г2С-12	ГОСТ 19281 (2)—73
		С52/40	10—40	—	10Г2С1—12[5]	ГОСТ 19282—73
			4—40	4—15	10ХСНД-12	ГОСТ 19281(2)—73
			4—50	—	14Г2АФ-12	ГОСТ 19282—73
			4—32	—	15Г2АФДпс12	ГОСТ 19282—73

Группа конструкции (по табл. 1. 20)	Расчетная температура t, °С	Класс стали	Толщина проката, мм: листового	Толщина проката, мм: фасонного и сортового	Марка стали	ГОСТ[1] или ТУ
I	$-40 > t \geq -65$	С44/29	21—60	—	09Г2С-15	ГОСТ 19282—73
		С46/33	4—20	4—11	09Г2С-15	ГОСТ 19281(2)—73
		С52/40	10—40	—	10Г2С1-15[5]	ГОСТ 19282—73
			4—40	4—11	10ХСНД-15	ГОСТ 19281(2)—73
			4—50	—	14Г2АФ-15	ГОСТ 19282—73
			4—32	—	15Г2АФДпс15	ГОСТ 19282—73
II	$t \geq -40$	С38/23	5—10	5—10	ВСт3пс6	ГОСТ 380—71*
			11—30	11—30	ВСт3Гпс5	ГОСТ 380—71*
			11—25	11—25	ВСт3сп5	ГОСТ 380—71*
			61—160	—	09Г2С-12	ГОСТ 19282—73
		С44/29	10—25	—	ВСтГпс[3]	ГОСТ 14637—69*
		С46/33	4—32	4—32	14Г2-12	ГОСТ 19281(2)—73
			4—11	4—11	10Г2С1-12	
			12—40	12—40	10Г2С1Д-12	
			4—32	4—32	15ХСНД-12	
			4—9	4—9	10ХНДП-12	
		С52/40	10—40	—	10Г2С1—12[5]	ГОСТ 19281—73
			4—40	4—15	10ХСНД-12	ГОСТ 19281(2)—73
			4—50	—	14Г2АФ-12	ГОСТ 19281—73
			4—32	—	15Г2АФДпс12	ГОСТ 19281—73
		С60/45	4—50	—	16Г2АФ-12	ГОСТ 19282—73
			4—32		18Г2АФпс12	
			10—32	—	15Г2СФ-12[5]	
	$-40 > t \geq -65$ (эксплуат. в отапл помещ.) Группа V	С38/23	61—160	—	09Г2С-12	ГОСТ 19282—73
		С44/29	21—60	—	09Г2С-12	ГОСТ 19282—73
		С46/33	4—20	4—11	09Г2С-12	ГОСТ 19281(2)—73
			4—11	4—11	10Г2С1-12	
			12—40	12—40	10Г2С1Д-12	
			4—32	4—32	15ХСНД-12	
		С52/40	10—40	—	10Г2С1-12[5]	ГОСТ 19282—73
			4—40	4—15	10ХСНД-12	ГОСТ 19281(2)—73
			4—50	—	14Г2АФ-12	ГОСТ 19282—73
			4—32	—	15Г2АФДпс12	ГОСТ 19282—73
		С60/45	4—50	—	16Г2АФ-12	ГОСТ 19282—73
			4—32	—	18Г2АФпс-12	
	$-40 > t \geq -65$	С38/23	61—160	—	09Г2С-15	ГОСТ 19282—73
		С44/29	21—60	—	09Г2С-15	ГОСТ 19282—73
		С46/33	4—20	4—11	09Г2С-15	ГОСТ 19281(2)—73
			4—11	4—11	10Г2С1-15	ГОСТ 19281(2)—73
			12—60	—	10Г2С1Д-15	ГОСТ 19282—73
			4—32	4—11	15ХСНД-15	ГОСТ 19281(2)—73
		С52/40	10—40	—	10Г2С1-15[5]	ГОСТ 19282—73
			4—40	4—11	10ХСНД-15	ГОСТ 19281(2)—73
			4—50	—	14Г2АФ-15	ГОСТ 19282—73
			4—32	—	15Г2АФДпс-15	ГОСТ 19282—73
		С60/45	4—50	—	16Г2АФ-15	ГОСТ 19282—73
			4—32	—	18Г2АФпс-15	

Группа конструкции (по табл. 1.20)	Расчетная температура t, °С	Класс стали	Толщина проката, мм: листового	Толщина проката, мм: фасонного и сортового	Марка стали	ГОСТ[1] или ТУ
III	$t \geqslant -30$	С38/23	5—25	5—25	ВСт3пс6	ГОСТ 380—71*
	$-30 > t \geqslant -40$	С38/23	5—10 11—30 11—25	5—10 11—30 11—25	ВСт3пс6 ВСт3Гпс5 ВСт3сп5	ГОСТ 380—71*
	$t \geqslant -40$	С44/29	10—25	—	ВСтТпс[3]	ГОСТ 14637—69*
		С46/33	4—32 4—9 10—12	4—32 4—9 10—12	14Г2-6 10ХНДП-6 10ХНДП[3]	ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19281(2)—73 ТУ 14-1-389-72 ТУ 14-1-1217-75
		С52/40	10—40 4—50 4—32 4—32 4—50	— — — 4—20 —	10Г2С1-6[5] 14Г2АФ-6 15Г2АФДпс-6 15Г2СФ-6 16Г2АФ-6	ГОСТ 19282—73 ГОСТ 19282—73 ГОСТ 19282—73 ГОСТ 19281(2)—73
		С60/45	10—32 4—32	— —	15Г2СФ-6[5] 18Г2АФпс-6	ГОСТ 19282—73
		С70/60	10—32	—	12Г2СМФ[6]	ТУ 14-1-1308-75
	$-40 > t \geqslant -65$ (эксплуат. в отапл. помещ.) Группа V	С44/29	4—10 21—60	4—10 —	09Г2-12 09Г2С-12	ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19282—73
		С46/33	4—20 4—60 4—32	4—11 4—11 4—11	09Г2С-12 10Г2С1-12 15ХСНД-12	ГОСТ 19281(2)—73
		С52/40	10—40 4—40 4—50 4—32	— 4—15 — —	10Г2С1-12[5] 10ХСНД-12 14Г2АФ-12 15Г2АФДпс-12	ГОСТ 19282—73 ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19282—73 ГОСТ 19282—73
		С60/45	4—50 4—32	— —	16Г2АФ-12 18Г2АФпс-12	ГОСТ 19282—73
	$-40 > t \geqslant -65$	С44/29	4—10 21—60	4—10 —	09Г2-12 09Г2С-15	ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19282—73
		С46/33	4—9 10—20 4—60 4—32	4—11 — 4—11 4—11	09Г2С-12 09Г2С-15 10Г2С1-15 15ХСНД-15	ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19282—73 ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19281(2)—73
		С52/40	10—40 4—40 4—50 4—32	— 4—11 — —	10Г2С1-15[5] 10ХСНД-15 14Г2АФ-15 15Г2АФДпс-15	ГОСТ 19282—73 ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19282—73 ГОСТ 19282—73
		С60/45	4—50 4—32	— —	16Г2АФ-15 18Г2АФпс-15	ГОСТ 19282—73
IV	$t \geqslant -30$	С38/23	4—40 41—160[7]	4—40 —	ВСт3кп2 ВСт3кп2	ГОСТ 380—71*
	$-30 > t \geqslant -40$	С38/23	4—25	5—25	ВСт3пс6	ГОСТ 380—71*
		С44/29	10—25	—	ВСтТпс[3]	ГОСТ 14637—69*

Группа конструкции (по табл. 1. 20)	Расчетная температура t, °С	Класс стали	Толщина проката, мм: листового	Толщина проката, мм: фасонного и сортового	Марка стали	ГОСТ[1] или ТУ
IV	$-30 > t \geq -40$	С46/33	4—32 4—9 10—12	4—32 4—9 10—12	14Г2-6 10ХНДП-6 10ХНДП[3]	ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19281(2)—73 ТУ 14-1-389-72 ТУ 14-1-1217-75
		С52/40	10—40 4—50 4—32 4—32	— — — 4—20	10Г2С1-6[5] 14Г2АФ-6 15Г2АФДпс-6 15Г2СФ-6	ГОСТ 19282—73 ГОСТ 19282—73 ГОСТ 19282—73 ГОСТ 19281(2)—73
		С60/45	4—50 4—32 10—32	— — —	16Г2АФ-6 18Г2АФпс-6 15Г2СФ-6[5]	ГОСТ 19282—73
		С70/60	10—32	—	12Г2СМФ[6]	ТУ 14-1-1308-75
	$-40 > t \geq -65$ (эксплуат. в отапл. помещ.) Группа V	С38/23	61—160[7]	—	09Г2С-6	ГОСТ 19281(2)—73
		С44/29	10—25 4—32 21—32 61—100[7]	— 4—32 21—32 —	ВСтТпс[3] 09Г2-6 09Г2С-6 10Г2С1-6	ГОСТ 14637—69* ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19282—73
		С46/33	4—20 4—60 4—9	4—20 4—60 4—9	09Г2С-6 10Г2С1-6 10ХНДП-6	ГОСТ 19281(2)—73
		С52/40	10—40 4—40 4—50 4—32	— 4—15 — —	10Г2С1-6[5] 10ХСНД-6 14Г2АФ-6 15Г2АФДпс-6	ГОСТ 19282—73 ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19282—73 ГОСТ 19282—73
		С60/45	4—50 4—32	— —	16Г2АФ-6 18Г2АФпс6	ГОСТ 19282—73
	$-40 > t \geq -50$	С38/23	61—160[7]	—	09Г2С-6	ГОСТ 19282—73
		С44/29	10—25 4—32 21—32 33—60 61—100[7]	— 4—32 21—32 — —	ВСтТпс[3] 09Г2-6 09Г2С-6 09Г2С-9 10Г2С1-6	ГОСТ 14637—69* ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19282—73 ГОСТ 19282—73
		С46/33	4—20 4—20 21—60 4—9	4—20 4—20 — 4—9	09Г2С-6 10Г2С1-6 10Г2С1-9 10ХНДП-6	ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19282—73 ГОСТ 19281(2)—73
		С52/40	10—40 4—50 4—32	— — —	10Г2С1-9[5] 14Г2АФ-9 15Г2АФДпс-9	ГОСТ 19282—73
		С60/45	4—50 4—32	— —	16Г2АФ-9 18Г2АФпс-9	ГОСТ 19282—73
	$-50 > t \geq -65$	С44/29	21—60	—	09Г2С-9	ГОСТ 19282—73
		С46/33	4—20 4—60 4—32	4—11 4—11 4—11	09Г2С-9 10Г2С1-9 15ХСНД-9	ГОСТ 19281(2)—73
		С52/40	10—40 11—40 4—50 4—32	— — — —	10Г2С1-9[5] 10ХСНД-9 14Г2АФ-9 15Г2АФДпс-9	ГОСТ 19282—73
		С60/45	4—50 4—32	— —	16Г2АФ-9 18Г2АФпс-9	ГОСТ 19282—73

Группа конструкций (по табл. 1. 20)	Расчетная температура, t, °С	Класс стали	Толщина проката, мм: листового	Толщина проката, мм: фасонного и сортового	Марка стали	ГОСТ[1] или ТУ
V	См. группы I, II, III и IV для расчетной температуры $-40 > t \geqslant -65$ (эксплуат. в отапл. помещ.)					
VI	$t \geqslant -40$	С38/23	4—30	4—30	ВСт3кп2	ГОСТ 380—71*
		С46/33	4—9 10—12	4—9 10—12	10ХНДП-6 10ХНДП[3]	ГОСТ 19281(2)—73 ТУ 14-1-389-72 ТУ 14-1-1217-75
	$-40 > t \geqslant -65$	С38/23	5—25 5—30	5—25 5—30	ВСт3сп5 ВСт3Гпс5	ГОСТ 380—71*
		С46/33	4—9	4—9	10ХНДП-12	ГОСТ 19281(2)—73
VII	$t \geqslant -40$	С38/23	5—25 5—30	5—25 5—30	ВСт3пс6 ВСт3Гпс5	ГОСТ 380—71*
		С44/29	10—25 4—32	— 4—32	ВСтТпс[3] 09Г2-6	ГОСТ 14637—69* ГОСТ 19281(2)—73
		С46/33	4—32 4—9 10—12	4—32 4—9 10—12	14Г2-6 10ХНДП-6 10ХНДП[3]	ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19281(2)—73 ТУ 14-1-389-72 ТУ 14-1-1217-75
		С52/40	10—40	—	10Г2С1-6[5]	ГОСТ 19282—73
	$-40 > t \geqslant -65$	С44/29	10—25 4—20 21—32	— 4—20 21—32	ВСтТсп[3] 09Г2-12 09Г2С-12	ГОСТ 14637—69* ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19281(2)—73
		С46/33	4—32 4—32	4—32 4—32	14Г2-12 10Г2С1-12	ГОСТ 19281(2)—73
		С52/40	10—40	—	10Г2С1-15[5]	ГОСТ 19282—73
VIII	$t \geqslant -40$	С38/23	4—40	4—40	ВСт3кп2	ГОСТ 380—71*
		С44/29	10—29	—	ВСтТкп	ГОСТ 14637—69*
		С46/33	4—32 4—9 10—12	4—32 4—9 10—12	14Г2-6 10ХНДП-6 10ХНДП[3]	ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19281(2)—73 ТУ 14-1-389-72 ТУ 14-1-1217-75
		С52/40	10—40	—	10Г2С1-6[5]	ГОСТ 19282—73
	$-40 > t \geqslant -65$	С44/29	10—25 4—20 21—32	— 4—20 21—32	ВСтТпс[3] 09Г2-12 09Г2С-12	ГОСТ 14637—69* ГОСТ 19281(2)—73 ГОСТ 19281(2)—73

Группа конструкции (по табл. 1.20)	Расчетная температура, t, °С	Класс стали	Толщина проката, мм		Марка стали	ГОСТ[1] или ТУ
			листового	фасонного и сортового		
VIII	$-40 > t \geqslant -65$	С46/33	4—32 4—32 4—9	4—32 4—32 4—9	14Г2-12 10Г2С1-12 10ХНДП-12	ГОСТ 19281(2)—73
		С52/40	10—40	—	10Г2С1-15[5]	ГОСТ 19282—73

[1]) Низколегированные стали по ГОСТ 19281—73 и ГОСТ 19282—73 одной категории записаны в таблице в одной строке; для краткости эти стандарты обозначены так: ГОСТ 19281(2)—73.

[2]) С гарантией ударной вязкости при температуре —20° С и после механического старения $\geqslant$0,35 МДж/м².

[3]) С гарантией ударной вязкости при температуре —40° С и после механического старения $\geqslant$0,3 МДж/м².

[4]) Применяется только для фасонок стропильных и подстропильных ферм.

[5]) Сталь термоупрочненная.

[6]) С гарантией ударной вязкости при температуре —40° С $\geqslant$0,35 МДж/м².

[7]) Применяется только для опорных плит.

Примечания: 1. За толщину двутавров и швеллеров условно принимается толщина стенки. На основании ГОСТ 7564—73 образцы для испытаний на растяжение, ударную вязкость и изгиб двутавров, швеллеров, тавров и зетовой стали вырезают из полок профилей.

2. При толщине проката менее 5 мм указанные в таблице марки стали применяются без требований по ударной вязкости.

3. При соответствующем технико-экономическом обосновании стали марок 09Г2, 09Г2С, 10Г2С1, 15Г2СФ, 14Г2АФ, 16Г2АФ, 18Г2АФпс можно заказывать согласно ГОСТ 19281—73 и ГОСТ 19282—73 как стали повышенной коррозионной стойкости (с медью). В этом случае в обозначение марки добавляется буква Д (например, 09Г2СД).

4. Для конструкций всех групп, кроме групп I и II, при расчетных температурах $t \geqslant -50°$ С допускается применять прокат толщиной 4 мм и менее из стали марки ВСт3кп2 по ГОСТ 380—71*.

5. Допускается вместо сталей марок ВСт3Гпс и ВСт3сп применять сталь марки В18Гпс соответствующих категорий по ТУ 14-2-173-75.

воздуха ниже —40° С — температура наружного воздуха данного района.

За температуру наружного воздуха района принимается средняя температура наиболее холодной пятидневки согласно указаниям главы СНиП II-1 (Строительная климатология и геофизика. Основные положения проектирования).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Беляев Б. Ф., Махутов Н. А., Винклер О. Н.** Характеристики хрупкого разрушения в связи с конструктивными факторами. — Проблемы прочности, 1971, № 4.

2. **Браун У., Сроули Дж.** Испытания высокопрочных металлических материалов на вязкость разрушения при плоской деформации. Пер. с англ. М., «Мир», 1972.

3. **Васильченко Г. С., Кошелев Г. Ф.** Практическое применение механики разрушения для оценки прочности конструкций. М., «Наука» 1974.

4. **Винклер О. Н., Гладштейн Л. И.** Влияние степени раскисленности и толщины проката на механические свойства малоуглеродистой стали и возникновение хрупкого разрушения в элементах металлических конструкций. — Сталь, 1966, № 11.

5. **Винклер О. Н., Баско Е. М.** Прочность и пластичность сварных соединений с трещиной в зоне сварного шва. — Сварочное производство, 1977, № 4.

6. **Гладштейн Л. И., Литвиненко Д. А.** Высокопрочная строительная сталь. М., «Металлургия», 1972.

7. **Гладштейн Л. И.** Применение высокопрочной низколегированной стали с нитридами ванадия для сварных металлических конструкций. Обзор. М., 1975

8. **Жемчужников Г. В., Павлов В. В.** Некоторые характерные случаи хрупких разрушений сварных конструкций. — Проблемы прочности, 1973, № 8.

9. **Махутов Н. А.** Сопротивление элементов конструкций хрупкому разрушению. М., «Машиностроение», 1973.

10. **Мельников Н. П., Зелятров В. Н.** Выбор сталей для строительных металлических конструкций. М., Стройиздат, 1967.

11. **Мельников Н. П., Винклер О. Н., Махутов Н. А.** Условия и причины хрупких разрушений строительных стальных конструкций. — Материалы по металлическим конструкциям. М., 1972, вып. 16.

12. **Мельников Н. П., Гладштейн Л. И.** Перспективы использования высокопрочной стали в строительных металлоконструкциях. — Материалы по металлическим конструкциям. М., 1975, вып. 18.

13. **Мельников Н. П., Гладштейн Л. И.** Эффективные марки стали для стальных строительных конструкций. — Промышленное строительство. М., 1977, № 2.

14. Хрупкие разрушения сварных конструкций. Пер. с англ. М., «Машиностроение», 1974 Авт.: Холл У. Д., Кихара Х., Зут В., Уэллс А. А.

15. **ASTM.** Specification E208—66T «Drop Weight Tests», ASTM, 1966.

16. **Robertson T. S.** Journal of the Iron and Steel Institute, 1954, № 7.

ГЛАВА 2. СОРТАМЕНТЫ ПРОФИЛЕЙ И СТАЛЬНЫХ КАНАТОВ

2.1. КЛАССИФИКАЦИЯ ПРОФИЛЕЙ

Все профили по условиям применения подразделяются на две группы: профили общего назначения и профили специального назначения.

К наиболее массовым относятся *профили общего назначения*, широко используемые в различных областях промышленности и строительства при разнообразных силовых воздействиях: растяжении, сжатии, изгибе, внецентренном сжатии и растяжении. В эту группу входят: двутавровые балки, швеллеры, зетовые профили, С-образные и корытные профили, тавры, уголки равнополочные и неравнополочные, трубы

круглые, прямоугольные и квадратные, круглая сталь, квадратная сталь, а также листовая, универсальная, полосовая, рифленая и волнистая сталь и стальные канаты.

К профилям специального назначения, используемым в строительных стальных конструкциях, относятся профили, форма и размеры которых определяются функциональным назначением и особенностями тех конструкций массового применения, где они используются. В эту группу входят: гофрированные профили (профилированные настилы) для покрытий и стен, профили для оконных и фонарных переплетов и для оконных панелей, двутавровые балки для путей подвесного транспорта, крановые рельсы.

2.2. СОРТАМЕНТЫ

Сортаментом профилей (изделий) называется перечень профилей (изделий) одного определенного вида с указанием их формы, размеров, массы единицы длины, геометрических характеристик, допускаемых отклонений по размерам и форме, а также условий поставки. Сортаменты составляются обычно в порядке возрастания основных размеров профилей. В некоторых зарубежных сортаментах принято расположение профилей в порядке уменьшения этих величин. Сортаменты оформляются в виде государственных стандартов (ГОСТ) или ведомственных технических условий (ТУ).

В сортаментах профилей специального назначения форма, размеры, характеристики профилей и их общее количество определяются в соответствии с конкретными условиями их использования.

Коэффициенты градации (отношение площади сечения данного профиля F_n к площади сечения ближайшего меньшего профиля F_{n-1}) в каждом сортаменте имеют переменное значение, причем наименьшее их значение относится к наиболее широко применяемым профилям.

Если предположить потребление профилей по массе постоянным, то приближенное значение среднего относительного перерасхода металла Δ может быть определено по формуле

$$\Delta = 0{,}5\,\frac{F_n - F_{n-1}}{F_n}\,100\%, \qquad (2.1)$$

где $\frac{F_n - F_{n-1}}{F_n}$ — среднее для данного сортамента отношение интервала площадей двух соседних профилей к площади большего профиля. В существующих сортаментах профилей коэффициенты градации составляют 1,08—1,20.

2.3. КРИТЕРИИ ОЦЕНКИ ЭКОНОМИЧНОСТИ ПРОФИЛЕЙ

Наивыгоднейшая форма профиля определяется в зависимости от тех силовых воздействий, которым подвергается профиль в конструкции.

Один из самых распространенных балочных (изгибаемых) профилей — симметричный двутавровый профиль. Поскольку изгибаемые элементы обычно закреплены настилами или другими связями, исключающими возможность потери общей устойчивости, швеллер также можно рассматривать как частный случай двутавра, имеюще-

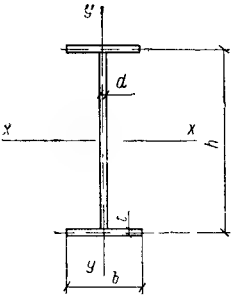


Рис. 2.1. Схема симметричного двутавра

го одну ось симметрии. Для двутаврового профиля (рис. 2.1) приближенные значения расчетных характеристик относительно оси x—x имеют вид:

$$\left.\begin{aligned}
W &= \frac{c^{1/2}F^{3/2}}{4}\left(2-\frac{4}{3}k\right)k^{1/2};\\
W_{\text{п}} &= \frac{c^{1/2}F^{3/2}}{4}(2-k)\,k^{1/2};\\
J &= \frac{cF^2}{12}(3-2k)\,k;\\
i &= \left(\frac{cF}{12}\right)^{1/2}(3-2k)^{1/2}\,k^{1/2};\\
C_{\text{c}} &= \frac{Jd}{S} = \frac{2F}{3}\,\frac{3-2k}{2-k}\,k,
\end{aligned}\right\} \qquad (2\ 2)$$

где $c=h/d$ — гибкость стенки; $k=hd'F$ — удельная площадь стенки; S — статистический момент полусечения.

При заданном количестве материала (F) с увеличением гибкости стенки (c) возрастают расчетные характеристики W, $W_{\text{п}}$, J, i. Предельные значения c для безреберной балки определяются либо условиями прокатки, либо условием сохранения устойчивости стенки. Значения параметра k, при которых расчетные характеристики двутавра достигают максимального значения (при заданном F и c=const), приведены в табл. 2.1.

Таблица 2.1. Оптимальные значения параметра k

Характеристики	k_{opt}
W	$\frac{1}{2}$
$W_{\text{п}}$	$\frac{2}{3}$
J, i	$\frac{3}{4}$
C_{c}	1

В литературе приводятся различные критерии оценки экономичности изгибаемых и сжатых профилей Наиболее приемлемыми из них считаются безразмерные удельные характеристики профилей *Удельной* называется расчетная характеристика профиля, площадь поперечного сечения которого равна единице

Применительно к двутавровому профилю (см. рис. 2.1) его удельные характеристики относительно оси $x—x$ имеют следующие приближенные значения:

$$\left.\begin{aligned}
\overline{W} &= \frac{c^{1/2}}{4}\left(2-\frac{4}{3}k\right)k^{1/2};\\
\overline{W}_{\text{п}} &= \frac{c^{1/2}}{4}(2-k)\,k^{1/2};\\
\overline{J} &= \frac{c}{12}(3-2k)\,k;\\
\overline{C}_{\text{c}} &= \frac{2-\frac{4}{3}k}{2-k}\,k;\\
\overline{i} &= \left(\frac{c}{12}\right)^{1/2}(3-2k)^{1/2}\,k^{1/2}.
\end{aligned}\right\} \qquad (2.3)$$

Первые четыре характеристики изгибаемых профилей используются в зависимости от того, какая из них является определяющей. Последняя характеристика $(\overline{i})$ относится к сжатым профилям. Чем больше значение удельной характеристики профиля, тем рациональнее в нем использован материал.

Для изгибаемых профилей используется еще безразмерная характеристика $\overline{F}_W$ — удельная площадь профиля, т. е. площадь профиля, момент сопротивления которого равен единице:

$$\overline{F}_W = \frac{F}{W^{2/3}} \approx \frac{3{,}3}{(3-2k)^{2/3}\,c^{1/3}\,k^{1/3}}. \qquad (2.4)$$

Удельные характеристики показывают, как рационально использован материал в поперечном сечении профиля для получения наибольшего значения расчетной характеристики или как получить требуемую расчетную характеристику при наименьшем расходе материала.

2.4. МЕТОДИКА КОЛИЧЕСТВЕННОЙ ОЦЕНКИ ЭКОНОМИЧНОСТИ ПРОФИЛЕЙ ИЛИ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

Количественную оценку экономичности одного профиля (или элемента конструкции) в сравнении с другим следует производить только при соблюдении условий сопоставимости, а именно: при одинаковых геометрических и расчетных схемах, при одинаковых силовых воздействиях и при равной несущей способности (по прочности или устойчивости) сравниваемых профилей (элементов конструкций), а также при равной жесткости, если предельная деформация является определяющим условием.

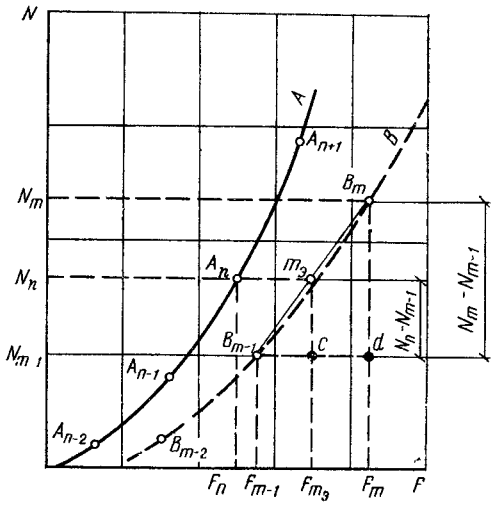


Рис. 2.2. К определению эквивалентных показателей

Равенство несущей способности или жесткости представлено в общем виде, выражающем условия сопоставимости:

$$N = N_1. \qquad (2.5)$$

Здесь N и N_1 означают допускаемые нагрузки $[q]$ или $[N]$ или определяющие характеристики W, $W_{\text{п}}$, J, C_{c}, $F_{\text{р}}$, WR, $F_{\text{р}}R$ (последние две характеристики относятся к случаям сопоставления профилей или конструкций из разных марок стали).

При совпадении у сопоставляемых профилей (элементов конструкций) показателей, согласно равенству (2.5), относительная экономичность в процентах одного профиля (элемента конструкции) в сравнении с другим определяется по формуле

$$\Delta = \left(\frac{F}{F_1} - 1\right)100\%, \qquad (2.6)$$

где F и F_1 — площадь поперечного сечения профиля, масса или стоимость элемента конструкций или единицы длины профиля.

Если показатели, согласно равенству (2.5), не совпадают (для профилей это наиболее распространенный случай), определяют эквивалентные показатели сравниваемого профиля или элемента конструкции по методике эквивалентных параметров.

Искомый показатель профиля (элемента конструкции) $m_э$, равнопрочного профилю (элементу конструкции) A_n (рис. 2.2), находится между ближайшими по значению показателя N профилями (элементами конструкций) B_m и B_{m-1} сортамента B.

Эквивалентный показатель $F_{m_э}$ профиля (элемента конструкций) $m_э$ равен (см. рис. 2.2):

$$F_{m_э} = F_{m-1} + (F_n - F_{m-1})\,k_э, \qquad (2.7)$$

где $k_э$ — коэффициент эквивалентности, определяемый по формуле

$$k_э = \frac{N_n - N_{m-1}}{N_m - N_{m-1}}. \qquad (2.8)$$

Сопоставляемая сортаментная кривая B заменяется ломаной линией (см. рис. 2.2). Участки сортаментных кривых, как правило, весьма пологи, и поэтому точность показателей, определенных по методике эквивалентных параметров, находится в пределах 1—2%.

2.5. КЛАССИФИКАЦИЯ ПРОФИЛЕЙ ПО СПОСОБАМ ИЗГОТОВЛЕНИЯ

Основная масса профилей — сортовой[1] и профильный прокат, бесшовные трубы, листовой прокат — изготовляется методом горячей прокатки. Этот вид металлопроката (за исключением труб) самый дешевый.

Гнутые, в том числе гофрированные, профили открытого типа изготовляются методом непрерывного холодного профилирования из листовой рулонной заготовки. Поэтому стоимость гнутых профилей несколько выше стоимости листовой стали.

Замкнутые гнутосварные профили также изготовляются из листовой рулонной заготовки методом непрерывного холодного профилирования с последующей сваркой замыкающего шва токами высокой частоты. К этому виду профилей относятся электросварные трубы круглого сечения, замкнутые гнутосварные профили квадратного и прямоугольного сечения. Электросварные трубы благодаря более производительному способу их изготовления дешевле горячекатаных труб. Поэтому их применение является предпочтительным. Замкнутые гнутосварные профили квадратного и прямоугольного сечения изготовляют также путем передела электросварных труб круглого сечения. Этот вид металлопродукции более дорогой.

Сварные двутавровые профили изготовляются из трех полос универсальной или листовой стали на поточной линии Днепропетровского завода металлических конструкций им. Бабушкина.

Стальные канаты являются продукцией дополнительных переделов и относятся к металлическим изделиям. Они свиваются из тонких проволок с пределом прочности 1200—2000 МПа.

Все перечисленные профили, применяемые в строительных стальных конструкциях, изготовляют из углеродистой стали обыкновенного качества класса С38/23 и из низколегированной стали классов С46/33 и С52/40. Листовую сталь изготовляют из термообработанной углеродистой стали обыкновенного качества (класса С44/29) и из термообработанной низколегированной стали классов С60/45 и С70/60. Электросварные трубы изготовляют также из термообработанной низколегированной стали класса С60/45. Ведутся работы по термоупрочнению профильной стали — двутавров, швеллеров, уголков.

Электросварные трубы для получения большей стабильности механических свойств обычно подвергаются термической обработке.

Сварные двутавры наиболее экономичны из двух марок стали (бистальные двутавры): стенка из стали более низкого класса (например, класса С38/23), а полки из стали более высокого класса (например, класса С46/33).

Двутавры с параллельными гранями полок (широкополочные двутавры), прокатываемые на универсальных балочных станах, и уголки имеют так называемые серийные профили (профили одной номинальной высоты и ширины, но имеющие большие толщины полок и стенок). Серийные профили в этих случаях образуются путем простой раздвижки валков без усложнения технологического процесса. Поэтому сортаменты двутавров и тавров с параллельными гранями полок (широкополочных двутавров и тавров) и равнополочных и неравнополочных уголков содержат много серийных профилей, благодаря чему коэффициенты градации составляют в основном 1,08—1,10. В сортаментах горячекатаных двутавровых балок с уклоном внутренних граней полок и горячекатаных швеллеров также имеются серийные (литерные) профили, которые, однако, не нашли большого практического применения.

Некоторые профили прокатывают повышенной и нормальной точности. В строительных конструкциях применяется, как правило, металлопрокат нормальной точности.

2.6. ПРАВИЛА ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ПРОФИЛЕЙ ОБЩЕГО НАЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕННЫЕ СОРТАМЕНТЫ

При проектировании строительных стальных конструкций следует компоновать каждый элемент конструкций и весь объект в целом из минимально необходимого числа различных профилей.

Применяемые в одном отправочном элементе уголки, тавры, полосы одного калибра (одного номинального размера), но разной толщины должны иметь разность толщин одноименных профилей не менее 2 мм. Не допускается применять в одном отправочном элементе одинаковые профиле-размеры из разных марок стали.

Для уменьшения объемов работ на заводах металлоконструкций по сортировке, складированию, транспортировке и правке профилей, а также с целью более широкого использования экономичных профилей, освоенных заводами черной металлургии, В. О. Союзметаллостройниипроект и Госстроем СССР введены сокращенные сортаменты профилей общего назначения, обязательные к применению при проектировании строительных стальных конструкций. Эти сортаменты (табл 2.2—2.5) составлены на основе анализа типовых конструкций массо-

[1] К сортовому прокату относятся уголки равнополочные и неравнополочные, круглая, квадратная и полосовая сталь Сортовой прокат подразделяется на мелкий, средний и крупный сорт.

Таблица 2.2. Сокращенный сортамент угловой равнополочной горячекатаной стали по ГОСТ 8509—72

Ширина полки, мм	Толщина полки, мм
50	4 5
56	(4) 5
63	(4) 5 6
70	5 6
75	5 6 7
80	6 7
90	(6) 7 8
100	7 8 10 12
110	(7) 8
125	8 9 10 12
140	9 10 12
160	10 11 12 14 16
180	11 12
200	12 13 14 16 20 25 30
220	14 16
250	16 20

Примечание. Уголки, толщина которых указана в скобках, можно заказывать по согласованию со сбытовыми организациями.

вого строительства и статистических данных о потребляемости профилей общего назначения.

Таблица 2.3. Сокращенный сортамент угловой неравнополочной горячекатаной стали по ГОСТ 8510—72

Ширина полки, мм		Толщина полки[1], мм
B	b	
75	50	5
90	56	5,5
100	63	6 7
110	70	8
125	80	(7) 8 10
140	90	8 10
160	100	9 10 12
180	110	10 12
200	125	11 12 14 16

[1] См. примеч. к табл 2 2.

Таблица 2.5. Сокращенный сортамент широкополосной универсальной стали по ГОСТ 82—70

Толщина, мм	6; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40
Ширина, мм	200; 220; 240; 250; 280; 300; 360; 380; 400; 420; 450; 480; 500; 560; 600; 630; 650; 670; 700; 750, 800; 850; 900; 950, 1000; 1050

Примечание. Сталь широкополосную универсальную толщиной 6 мм, а также шириной менее 300 мм (при любой толщине) можно применять только по предварительному согласованию со сбытовыми организациями.

Таблица 2.4 Сокращенный сортамент горячекатаных балок (двутавровых), швеллеров, листовой стали

Профиль	№ профилей	ГОСТ
Балки	10; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 24; 27; 30; 36; 40; 45; 50; 55; 60	8239—72*
Швеллеры[1]	5; 6,5; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 24; 27, 30; 40	8240—72
Листовая сталь (толщина листов, мм)	3; 4; 5; 6; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40; 50; 60; 80; 100	19903—74

[1] В проекты следует включать швеллеры с параллельными гранями полок с указанием, что в случае их отсутствия они могут быть заменены швеллерами тех же номеров с уклоном внутренних граней полок.

2.7. ХАРАКТЕРИСТИКА ОТДЕЛЬНЫХ ВИДОВ ГОРЯЧЕКАТАНЫХ ПРОФИЛЕЙ

2.7.1. Уголки равнополочные и неравнополочные

Уголки равнополочные (по ГОСТ 8509—72) и неравнополочные (по ГОСТ 8510—72) изготовляют из углеродистой стали по ГОСТ 380—71* и из низколегированной стали с пределом текучести до 400 МПа по ГОСТ 19281—73. Технические требования — по ГОСТ 535—79. Равнополочные уголки имеют размеры полок от 20 до 250 мм при толщине полок от 3 до 30 мм. Неравнополочные уголки имеют размеры полок от 25×16 до 250×160 мм при толщине полок от 3 до 20 мм. Уголки относятся к профилям массового применения. Их используют для различных решетчатых элементов конструкций: стропильных и подстропильных ферм, элементов связей, опор линий электропередачи и других.

2.7.2. Уголки равнобокие (равнополочные) с переменной толщиной полок

Эти уголки отличаются от равнополочных уголков по ГОСТ 8509—72 тем, что имеют ступенчатую форму полки с утолщением на 1,5—2,5 мм от пера уголка до середины полки (рис. 2.3). Благодаря такому

распределению материала эти уголки имеют больший радиус инерции по сравнению с радиусом инерции обычных уголков при той же площади сечения и поэтому более экономичны при использовании в сжатых элементах средней и большой гибкости. Уголки поставляются по ЧМТУ 2-138-70 из углеродистой стали по ГОСТ 380—71* и из

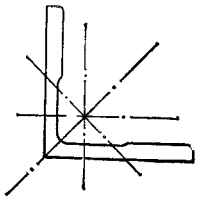


Рис. 2.3. Уголок с переменной толщиной полок

низколегированной стали с пределом текучести до 400 МПа по ГОСТ 19281—73. Технические требования — по ГОСТ 535—79. Сортамент уголков по ЧМТУ 2-138-70 повторяет сортамент равнополочных уголков по ГОСТ 8509—72.

Наиболее рациональная область применения уголков с переменной толщиной полок — элементы решетки стропильных ферм с поясами из широкополочных тавров, а также элементы связей. Уголки по ЧМТУ 2-138-70 можно использовать в проектах по предварительному согласованию со сбытовыми организациями.

2.7.3. Двутавры с параллельными гранями полок (широкополочные двутавры)

Двутавры с параллельными гранями полок прокатывают на универсальном балочном стане НТМК по ТУ 14-2-24-72 из стали классов С38/23 и С46/33. В дальнейшем предусматривается также термоупрочнение этих профилей. Технические требования — по ГОСТ 535—79. Двутавры с параллельными гранями полок в зависимости от формы поперечного сечения и условий работы в конструкциях подразделяются на: нормальные двутавры (Б), широкополочные двутавры (Ш), колонные двутавры (К). Сортамент двутавров Б номинальной высотой от 200 до 1000 мм и шириной полок от 100 до 320 мм состоит из 14 основных и 32 серийных профилеразмеров. Сортамент двутавров Ш номинальной высотой от 200 до 1000 мм и шириной полок от 150 до 400 мм состоит из 12 основных и 33 серийных профилеразмеров. Сортамент двутавров К номинальной высотой от 200 до 400 мм и шириной полок от 200 до 400 мм состоит из 6 основных и 37 серийных профилеразмеров. Области рационального применения двутавров с параллельными гранями полок в строительных стальных конструкциях приведены в табл. 2.6.

2.7.4. Двутавровые балки с уклоном внутренних граней полок

Двутавровые балки по ГОСТ 8239—72* прокатывают из углеродистой стали по ГОСТ 380—71* и из низколегированной стали с пределом текучести до 400 МПа по ГОСТ 19281—73. Технические требования — по ГОСТ 535—79. Балки высотой от 100 до 600 мм имеют площадь поперечного сечения от 12 до 138 см². Сортамент двутавровых балок состоит из 17 основных и 6 серийных (литерных) профилеразмеров. Серийные профили двутавровых балок прак-

Таблица 2.6. **Перечень строительных стальных конструкций, в элементах которых рационально использование двутавров с параллельными гранями полок**

Наименование конструкций	Элемент конструкций	Рекомендуемые двутавры
Колонны ступенчатые крайних и средних рядов с проходами и без проходов вдоль подкрановых путей	Ветви подкрановых частей	Б
	Надкрановая часть	Ш
	Подкрановая траверса	Ш
Колонны сплошного постоянного сечения крайних и средних рядов без проходов вдоль подкрановых путей	Стержень колонн и подкрановые консоли	Ш
Колонны сплошные и сквозные* постоянного сечения для зданий бескрановых и с подвесными кранами	Стержни колонн	Ш
Стойки фахверков сплошные и сквозные*	Стержни стоек	Б, Ш или К
Стойки рабочих площадок	То же	К
Подкрановые балки с усиленным верхним поясом без ребер жесткости под легкие краны	Балки	Б
Опорные стойки ферм крайних и средних рядов	Стержни стоек	Б или Ш
Подстропильные фермы	То же	Б или Ш
Сквозные* стропильные балки и ригели рам	Балки и ригели	Б или Ш
Сквозные* прогоны пролетом 12 м под легкую кровлю	Прогоны	Б
Балки сплошные и сквозные* перекрытий и рабочих площадок	Балки	Б
Стальные пролетные строения автодорожных и железнодорожных мостов	Элементы главных ферм, связей, проезжей части	Б, Ш или К
Облегченные висячие мосты малых габаритов	Главные балки сплошного и сквозного* сечения	Б или Ш
	Поперечные балки	Б
	Стойки пилонов	Б, Ш или К
Отдельно стоящие опоры и опоры эстакад технологических трубопроводов	Стержни стоек	Ш или К

* Сквозные двутавры образуются разрезкой стенки двутавров по зигзагообразной линии с последующей раздвижкой и сваркой встык частей двутавров по выступающим кромкам разрезанной стенки.

тически применения почти не нашли и заводами черной металлургии не освоены. Не освоен также один основной профиль— двутавр № 33.

Двутавровые балки применяют в изгибаемых (балочных) элементах, а также в ветвях решетчатых колонн и различных опор. Двутавровые балки по ГОСТ 8239—72* менее экономичны по расходу стали, чем двутавры с параллельными гранями полок. Поэтому по мере расширения производства двутавров с параллельными гранями полок и диапазона их высот за счет добавления двутавров высотой 80—200 мм применение двутавровых балок по ГОСТ 8239—72* будет постепенно сокращаться.

2.7.5. Тонкостенные двутавры с узкими параллельными полками

Тонкостенные двутавры по ТУ 14-2-205-76 прокатывают на непрерывном стане, где возможно получение особо тонких стенок и полок. Благодаря этому тонкостенные двутавры являются самыми экономичными двутаврами по расходу стали. Они экономичнее двутавровых балок по ГОСТ 8239—72* в среднем по сортаменту на 14—19%. Тонкостенные двутавры изготовляют из углеродистой стали по ГОСТ 380—71* и из низколегированной стали с пределом текучести до 400 МПа по ГОСТ 19281—73. Технические требования — по ГОСТ 535—79. Тонкостенные двутавры имеют параллельные грани полок. Двутавры прокатывают высотой от 120 до 300 мм. Сортамент двутавров состоит из девяти основных профилеразмеров.

По условиям прокатки тонкостенные двутавры имеют весьма узкие полки, что ограничивает возможности их использования. Рациональная область применения тонкостенных двутавров — балки площадок и легких перекрытий.

2.7.6. Швеллеры

Швеллеры по ГОСТ 8240—72 прокатывают из углеродистой стали по ГОСТ 380—71* и из низколегированной стали с пределом текучести до 400 МПа по ГОСТ 19281—73. Технические требования — по ГОСТ 535—79. Швеллеры прокатывают двух типов: с уклоном внутренних граней полок и с параллельными гранями полок. Швеллеры обоих типов взаимозаменяемы по всем основным размерам, площади поперечного сечения, массе 1 м и оптовым ценам. Швеллеры с параллельными гранями полок имеют несколько бо́льшие значения расчетных характеристик относительно оси $x—x$ и существенно бо́льшие (на 8—25%) значения расчетных характеристик относительно оси $y—y$. Швеллеры с параллельными гранями полок более конструктивны благодаря упрощению болтовых креплений к полкам и облегчению различных примыканий и сопряжений. Поэтому им следует всегда отдавать предпочтение. Швеллеры прокатываются высотой от 50 до 400 мм. Сортамент каждого типа швеллеров состоит из 16 основных и 6 серийных (литерных) профилеразмеров. Серийные профили швеллеров практически весьма мало применяются. Швеллеры № 33 и 36 заводами черной металлургии не освоены.

Швеллеры по ГОСТ 8240—72 широко используют в изгибаемых (балочных) элементах, а также в качестве наружных ветвей ступенчатых колонн крайних рядов и в составных (из двух швеллеров) стойках.

2.7.7. Тонкостенные швеллеры с узкими параллельными полками

Тонкостенные швеллеры по ТУ 14-2-204-76 прокатывают на непрерывном стане, где возможно получение особо тонких стенок и полок. Благодаря этому тонкостенные швеллеры, так же как тонкостенные двутавры, являются самыми экономичными по расходу стали. Они экономичнее швеллеров по ГОСТ 8240—72 в среднем по сортаменту на 16—20%. Тонкостенные швеллеры изготовляют из углеродистой стали по ГОСТ 380—71* и из низколегированной стали с пределом текучести до 400 МПа по ГОСТ 19281—73. Технические требования — по ГОСТ 535—79. Тонкостенные швеллеры имеют параллельные грани полок. Их изготовляют тех же номинальных высот, что и тонкостенные двутавры, — от 120 до 300 мм. Сортамент тонкостенных швеллеров состоит из девяти основных профилеразмеров.

По условиям прокатки тонкостенные швеллеры имеют весьма узкие полки, что в известной мере ограничивает возможность их использования. Рациональная область применения тонкостенных швеллеров — прогоны покрытия пролетом 6 м под легкую кровлю, балки площадок и перекрытий, элементы фахверков стен.

2.7.8. Тавры с параллельными гранями полок (широкополочные тавры)

Тавры с параллельными гранями полок по ТУ 14-2-24-72 образуются путем продольного роспуска пополам (на металлургических заводах или на заводах металлоконструкций) двутавров с параллельными гранями полок (по тем же ТУ 14-2-24-72). Тавры изготовляются из стали тех же классов, что и двутавры. Тавры с параллельными гранями полок в зависимости от того, из каких двутавров они образуются, подразделяются на нормальные тавры — БТ, широкополочные тавры — ШТ; колонные тавры — КТ. Сортамент тавров БТ номинальной высоты от 100 до 500 мм и шириной полок от 100 до 320 мм состоит из 14 основных и 32 серийных профилеразмеров. Сортамент тавров ШТ номинальной высоты от 100 до 500 мм и шириной полок от 150 до 400 мм состоит из 12 основных и 33 серийных профилеразмеров. Сортамент тавров КТ номинальной высотой от 100 до 200 мм и шириной полок от 200 до 400 мм состоит из 6 основных и 37 серийных профилеразмеров. Области рационального применения тавров с параллельными гранями полок в строительных стальных конструкциях приведены в табл. 2.7.

Таблица 27 **Перечень строительных стальных конструкций, в элементах которых рационально использование тавров с параллельными гранями полок**

Наименование конструкций	Элемент конструкций	Рекомендуемые тавры
Стропильные и подстропильные фермы под легкую и тяжелую кровлю	Пояса ферм	ШТ или в отдельных случаях КТ
Сварные подкрановые балки	Верхний пояс Нижний пояс	КТ БТ или КТ
Стальные настилы рабочих площадок и другие настилы, обшивки (стенки) бункеров	Ребра жесткости	БТ
Пролетные строения одноярусных и двухъярусных эстакад технологических трубопроводов	Пояса ферм пролетных строений	БТ, ШТ или КТ

2.7.9. Листовая и широкополосная универсальная сталь

Сталь листовая толщиной до 160 мм, шириной от 600 до 3800 мм по ГОСТ 19903—74 и широкополосная универсальная сталь толщиной от 6 до 60 мм, шириной от 200 до 1050 мм по ГОСТ 82—70 имеют обширную область применения в строительных стальных конструкциях. Листовая сталь поставляется в листах (толщиной до 160 мм) или в рулонах (толщиной до 12 мм). Ее прокатывают из углеродистой стали по ГОСТ 380—71* и ГОСТ 14637—79 и из низколегированной стали с пределом текучести до 450 МПа по ГОСТ 19282—73, а также из стали класса С70/60 по техническим условиям. Кроме этого, листовая углеродистая сталь может поставляться в термоупрочненном виде по ГОСТ 14637—79. На заводах стальных конструкций используется сталь в листах. В перспективе намечается применение рулонной стали для специализированного изготовления тонкостенных сварных двутавров и замкнутых гнутосварных профилей. Широкополосную универсальную сталь прокатывают из углеродистой стали по ГОСТ 380—71* и ГОСТ 14637—79 и из низколегированной стали с пределом текучести до 400 МПа по ГОСТ 19282—73. Листовую и широкополосную универсальную сталь применяют для изготовления сварных колонн, балок и холодногнутых профилей. Листовую сталь применяют для изготовления кожухов доменных печей, воздухонагревателей, трубопроводов, резервуаров, газгольдеров, а также для покрытий зданий горячих цехов и для соединительных и конструктивных деталей различных решетчатых конструкций.

2.7.10. Листовая холоднокатаная сталь

Листовая холоднокатаная сталь поставляется по ГОСТ 19904—74. Она существенно дороже горячекатаной стали и более дефицитна. Применяется в оцинкованном виде в рулонах толщиной до 1 мм для изготовления профилированных настилов (гофрированных листов).

2.7.11. Листовая волнистая, рифленая и просечно-вытяжная сталь

Волнистую сталь по ГОСТ 3685—71* высотой 30 и 35 мм и толщиной от 1 до 1,8 мм применяют для покрытий и обшивки стен неотапливаемых зданий при избыточных производственных тепловыделениях. Волнистая сталь поставляется в черном или оцинкованном виде. Рифленую сталь по ГОСТ 8568—77 изготовляют в листах или рулонах с ромбическим или чечевичным рифлением. Толщина основания (без рифлей) от 2,5 до 12 мм; ширина листов от 600 до 2200 мм; длина листов от 1400 до 8000 мм с градацией 50 мм. Рифленую сталь применяют для настилов тормозных и других обслуживающих площадок и для ступеней лестниц. Просечно-вытяжную сталь по ГОСТ 8706—58 изготовляют из листов толщиной 4—6 мм из углеродистой стали по ГОСТ 380—71* и ГОСТ 14637—79. Ширина просечно-вытяжных листов (пролет) от 500 до 1400 мм, длина до 6 м. Масса просечно-вытяжных листов от 15,7 до 26 кг/м². Просечно-вытяжную сталь применяют для разных обслуживающих площадок, особенно в местах, где желательно избегать скопления производственной пыли.

2.7.12. Сталь сортовая: полосовая, круглая и квадратная

Полосовую сталь по ГОСТ 103—76 прокатывают шириной от 12 до 200 мм и толщиной от 4 до 60 мм; круглую сталь по ГОСТ 2590—71 — диаметром от 5 до 250 мм; сталь квадратную по ГОСТ 2591—71 — размером от 5 до 100 мм.

Полосовую, круглую и квадратную сталь применяют для площадок, легких лестниц и различных ограждений. Класс стали С38/23 Круглую сталь класса С38/23 применяют также для тяжей и других элементов связей легких покрытий, для элементов предварительно-напряженной крестовой решетки антенных и других высотных опор. Круглую сталь классов С38/23 и С46/33 применяют для анкерных болтов зданий и сооружений.

2.8. ХАРАКТЕРИСТИКА ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ ОБЩЕГО НАЗНАЧЕНИЯ

Заводами черной металлургии освоено производство значительного числа холодногнутых профилей общего назначения по ГОСТам и ведомственным техническим условиям. Все эти профили включены в «Каталог продукции черной металлургии. Прокат черных металлов. Гнутые профили», издава-

Таблица 28 **Основные параметры профилегибочных станов**

Предприятие	Стан	Толщина заготовки, мм		Ширина заготовки, мм		Максимальная высота готового профиля, мм
		мин.	макс.	мин.	макс.	
Запорожсталь	1 — 4 × 50 — 300	1	4	50	300	120
	2 — 7 × 80 — 500	2	7	80	500	160
	1 — 4 × 400 — 1500	1	4	400	1500	200
Череповецкий металлургический завод	2 — 8 × 100 — 600	2	8	100	600	180
	1 — 4 × 50 — 300	1	4	50	300	120
Магнитогорский металлургический комбинат	1 — 4 × 50 — 300	1	4	50	300	120
	2 — 8 × 100 — 600	2	8	100	600	180

емый Центральным научно-исследовательским институтом информации и технико-экономических исследований черной металлургии Минчермета СССР и ежегодно пополняемый вновь освоенными профилями.

Заводами черной металлургии изготовляются следующие холодногнутые профили общего назначения из углеродистой стали по ГОСТ 380—71* и из низколегированной стали с пределом текучести до 400 МПа по ГОСТ 18282—72 (технические требования по ГОСТ 11474—76):

уголки равнополочные по ГОСТ 19771—74* и техническим условиям с шириной полок от 36 до 160 мм и толщиной полок от 3 до 6 мм;

неравнополочные уголки по ГОСТ 19772—74* и техническим условиям с размером полок от 32×25 до 90×70 мм и толщиной полок от 2,5 до 4 мм;

равнополочные швеллеры — наиболее массовые холодногнутые профили. Они поставляются по ГОСТ 8278—75* и разным ТУ высотой от 26 до 380 мм, шириной полок от 25 до 160 мм и толщиной от 2,5 до 8 мм. Равнополочные швеллеры, а также равнополочные и неравнополочные холодногнутые уголки находят применение в тех случаях, когда требуемые соотношения размеров этих профилей (высота, ширина и толщина) не могут быть получены в горячекатаных профилях;

равнополочные С-образные профили по техническим условиям высотой от 120 до 550 мм, шириной полок от 55 до 160 мм и толщиной от 2 до 5 мм и по ГОСТ 8282—76;

равнополочные корытные профили по ГОСТ 8283—77 и техническим условиям высотой от 40 до 240 мм, шириной полок от 30 до 120 мм и толщиной от 2 до 7 мм;

равнополочные зетовые профили по ГОСТ 13229—67* и техническим условиям высотой от 40 до 200 мм, шириной полок от 32 до 87 мм и толщиной от 2 до 6 мм;

замкнутые прямоугольные профили (без замыкающего сварного шва на длинной стороне) по техническим условиям высотой от 75 до 220 мм, шириной от 140 до 220 мм и толщиной от 4 до 7 мм, в том числе квадратные профили размером 100×100 мм, толщиной 5 и 6 мм. Замыкающий сварной шов выполняется на заводах — потребителях профилей;

замкнутые сварные профили квадратного и прямоугольного сечения по ГОСТ 12336—66 и техническим условиям из заготовок шириной 100—600 мм и толщиной 2—8 мм. Наибольшая высота квадратного профиля 160 мм, прямоугольного 180 мм.

Области рационального применения холодногнутых профилей общего назначения в строительных стальных конструкциях: прогоны покрытия под легкую кровлю при шаге ферм 6 м, элементы решетчатых прогонов покрытия под легкую кровлю при шаге ферм 12 м, элементы светоаэрационных и аэрационных фонарей, элементы панелей покрытия с использованием профилированного настила, элементы оконных и фонарных переплетов и оконных панелей промышленных зданий, элементы стропильных ферм покрытий под легкую кровлю, элементы связей конструкций покрытий, элементы фахверков стен и перегородок, элементы площадок и легких перекрытий, элементы лестниц и ограждений.

По согласованию с заводом-изготовителем могут быть заказаны и другие холодногнутые профили при условии соблюдения монтажной нормы (минимальная масса партии каждого нового профилеразмера) и с учетом параметров профилегибочных станов согласно табл. 2.8. Минимальные радиусы внутреннего закругления профилей должны соответствовать данным табл. 9.

Таблица 2.9. **Минимальные радиусы внутреннего закругления профилей**

Толщина заготовки, мм	Радиус внутреннего закругления профиля, мм, из стали класса	
	С38/23	С46/33
1	2	3
1,5	2	3
2	3	5
2,5	3	5
3	3	5
4	6	8
5	6	8
6	9	14
7	9	14
8	12	20

2.9. ХАРАКТЕРИСТИКА ТРУБЧАТЫХ ПРОФИЛЕЙ

В строительных стальных конструкциях довольно широко используются трубчатые профили круглого, прямоугольного и квадратного сечения. Они особо экономичны при применении в сжатых элементах благодаря наиболее рациональному распределению

материала в поперечном сечении и наибольшему значению радиуса инерции при заданной площади сечения.

2.9.1. Горячекатаные круглые трубы

Горячекатаные бесшовные трубы изготовляются по ГОСТ 8732—78 из углеродистой стали по ГОСТ 1050—74* и ГОСТ 380—71* и из низколегированной стали по ГОСТ 19282—73. Технические требования — по ГОСТ 8731—74*. В сортамент по ГОСТ 8732—78 включены горячекатаные трубы диаметром от 25 до 550 мм с толщиной стенок от 2,5 до 75 мм. Эти трубы применяют в строительных стальных конструкциях, в основном в элементах радио- и телевизионных опор.

2.9.2. Электросварные круглые трубы

Электросварные круглые трубы, применяемые в строительных стальных конструкциях, изготовляются по ГОСТ 10704—76 и ГОСТ 3262—75 (трубы водогазопроводные). Наиболее широко применяются электросварные трубы по ГОСТ 10704—76, которые изготовляются из углеродистой стали по ГОСТ 380—71*, ГОСТ 1050—74* и из низколегированной стали по ГОСТ 19282—73. Сортамент этих труб включает трубы диаметром от 8 до 1620 мм с толщиной стенок от 1 до 16 мм. Технические требования — по ГОСТ 10705—63* для труб диаметром до 402 мм и по ГОСТ 10706—76 для труб диаметром 426 мм и более. Трубы электросварные газоводопроводные по ГОСТ 3262—75 изготовляются из углеродистой стали по ГОСТ 380—71* печной сваркой встык или электросваркой. Сортамент по ГОСТ 3262—75 содержит трубы диаметром от 6 до 150 мм с толщиной стенок от 1,8 до 4 мм. Наиболее рациональная область применения электросварных труб (в основном по ГОСТ 10704—76) в строительных стальных конструкциях — стропильные и подстропильные фермы (особенно для зданий со средой повышенной и высокой агрессивности), в элементах связей покрытия и в элементах радио- и телевизионных опор.

2.9.3. Электросварные трубы прямоугольного и квадратного сечения

Сортамент труб прямоугольного и квадратного сечения представлен в ГОСТ 12336—66: «Сталь холодногнутая. Профили замкнутые сварные квадратные и прямоугольные общего назначения. Сортамент». На Молодечненском заводе металлических конструкций установлено оборудование для изготовления таких труб и конструкций из них по следующей схеме: сначала изготовляют электросварные трубы круглого сечения, из которых затем делают трубы прямоугольного и квадратного сечения. Другая технология, принятая на заводах черной металлургии (см. п. 2.8), предусматривает формование профилей прямоугольного и квадратного сечения на профилегибочном стане со сваркой замыкающего шва в потоке стана. Сортамент по ГОСТ 12336—66 предусматривает профили квадратного сечения размером от 63 до 200 мм и прямоугольного сечения размером от 63×32 до 250×180 мм с толщиной профилей от 3 до 8 мм из углеродистой стали класса С38/23 и низколегированной стали класса С46/33. Рациональная область применения этих профилей — элементы стропильных ферм под легкую кровлю, особенно при беспрогонном решении, а также элементы связей покрытия, элементы фахверков стен, стойки легких перегородок, переплеты, элементы витражей.

2.10 СВАРНЫЕ ДВУТАВРЫ

К профилям общего назначения относятся также сварные двутавры, используемые для различных конструкций производственных зданий и сооружений, а также для мостовых конструкций. Сварные двутавры изготовляются по межреспубликанским техническим условиям МРТУ 7-14-66 на поточной линии днепропетровского завода металлоконструкций им. Бабушкина. Двутавры изготовляют из трех полос листовой и универсальной стали классов С38/23 и С46/33 с высотой стенки от 620 до 1990 мм, с полками одинаковой ширины. Сортаменты сварных двутавров содержат семь групп. Первые две группы предназначены для подкрановых балок пролетами 6 и 12 м и имеют полки либо одинаковой, либо разной толщины. Третья группа двутавров предназначена для колонн и содержит 56 профилеразмеров симметричных двутавров. Остальные четыре группы содержат двутавры балочного типа общего назначения и подразделяются по соотношению высоты стенки к ее толщине соответственно: 150—170, 130—150, 120—135; 105—115. Сварные двутавры поставляются длиной 6 и 12 м, а также 12,5 м.

2.11. ХАРАКТЕРИСТИКА ПРОФИЛЕЙ СПЕЦИАЛЬНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

Этот вид профилей включает холодногнутые, горячекатаные и электросварные профили, имеющие определенные области применения. К ним относятся: холодногнутые гофрированные профили, профили для переплетов, крановые рельсы, балки для путей подвесного транспорта.

2.11.1. Холодногнутые гофрированные профили

Холодногнутые гофрированные профили (стальной оцинкованный профилированный настил) изготовляются из рулонной холоднокатаной оцинкованной стали толщиной 0,8, 0,9 и 1 мм и шириной 1000 и 1250 мм по ГОСТ 14918—69 (класс стали С38/23). Гофрированные профили выпускают на заводе «Электрощит» (г. Куйбышев) Минэнерго СССР по ТУ 34-5831-71 и ТУ 34-5898-73, на Челябинском заводе Минтяжстроя СССР по ТУ 67-199-78, на Киреевском и Орском заводах Минмонтажспецстроя СССР по ТУ 36-1928-76 и ТУ 36-1929-76.

Гофрированные профили подразделяются на две группы: профили для утепленных покрытий производственных зданий и профили для стен производственных зданий.

Гофрированные профили для утепленных покрытий выпускают следующих марок: Н40-711-0,8* (завод «Электрощит»); Н60-782-0,8; Н60-782-0,9; Н60-782-1,0; Н79-680-1,0 (завод «Электрощит», Киреевский и Орский заводы); Н60-845-0,8; Н60-845-0,9; Н60-845-1,0 и Н80-674-1,0 (Челябинский завод). Гофрированные профили для стен выпускают следующих марок: С10-891-0,8; С50-749-0,8; С50-749-1,0 (завод «Электрощит»); С18-1000-0,8; С44-1000-0,8; С44-1000-1,0 (Челябинский завод); С16-1000-0,8 (Киреевский и Орский заводы). Длина гофрированных профилей от 3 до 12 м.

2.11.2. Профили для переплетов

Для оконных и фонарных переплетов и для оконных панелей промышленных зданий используются профили специального назначения по ГОСТ 7511—73 и по ТУ 14-2-246-77 (горячекатаные таврики) из углеродистой стали по ГОСТ 380—71*. Технические требования — по ГОСТ 535—79 и ГОСТ 11474—76. Сортаментом ГОСТ 7511—73 предусмотрено шесть горячекатаных профилей массой от 1,62 до 3,05 кг/м и шесть холодногнутых профилей массой от 1,57 до 6,82 кг/м. Эти профили в сочетании с холодногнутыми равнополочными швеллерами общего назначения позволяют компоновать весь набор стеновых (оконных) переплетов, фонарных переплетов и широко применяемых оконных панелей промышленных зданий. Для промышленных зданий машиностроительных заводов (типа автозаводов), а также для гражданских зданий применяются переплеты и витражи повышенной герметичности, изготовляемые из стальных электросварных труб прямоугольного и квадратного сечения по ТУ 14-3-194-73 и ТУ 14-3-462-76. Эти трубы изготовляются из сталей марок 10 и 20 по ГОСТ 1050—74* и из стали марки Ст2 по ГОСТ 380—71*. Технические требования — по ГОСТ 8639—68 и ГОСТ 13663—68*. Сортамент содержит трубы пяти номинальных размеров (32 профилеразмера) прямоугольного сечения размерами от 28×25 до 60×30 мм и трубу одного номинального размера (семь профилеразмеров) квадратного сечения со стороной 40 мм. Толщина труб от 1,4 до 3 мм.

2.11.3. Крановые рельсы

Для крановых путей применяются в основном специальные крановые рельсы по ГОСТ 4121—76 из стали марки К62 или М62 с временным сопротивлением растяжению не менее 750 МПа и твердостью не менее НВ 207. Сортамент крановых рельсов по ГОСТ 4121—76 содержит рельсы семи типов: КР-50, КР-60, КР-70, КР-80, КР-100, КР-120, КР-140. Длина рельсов от 4 до 12 м. Рельсы типа КР-140 практически не поставляются. Вместо них применяются рельсы типа СКР-140 по ТУ 14-2-78-73, изготовляемые на днепропетровском металлургическом заводе им. Петровского из стали марки К62. Технические требования — по ГОСТ 4121—76.

Для крановых путей под краны легкого и среднего режимов работы небольшой грузоподъемности применяются также в качестве крановых рельсов в соответствии со стандартами на краны железнодорожные рельсы типа Р43 по ГОСТ 7173—54* из стали марки Ст5 по ГОСТ 380—71*.

2.11.4. Двутавровые горячекатаные балки для путей подвесного транспорта

Горячекатаные двутавровые балки с уклоном внутренних граней полок по ГОСТ 19425—74 изготовляются из углеродистой стали по ГОСТ 380—71* и из низколегированной стали с пределом текучести до 400 МПа по ГОСТ 19281—73. Технические требования — по ГОСТ 535—79. Сортамент двутавровых балок по ГОСТ 19425—74 содержит пять профилей: 18М, 24М, 30М, 36М и 45М. Эти двутавры по расходу стали наименее экономичны из всех горячекатаных двутавровых профилей, и поэтому их применяют только в качестве балок путей подвесного транспорта, специфическим требованиям которых они отвечают.

2.12. СТАЛЬНЫЕ КАНАТЫ

Стальные канаты, в том числе используемые для строительных стальных конструкций, делятся на две группы: канаты открытого типа и канаты закрытые.

Канаты открытого типа спиральные по ГОСТ 3063—66, ГОСТ 3064—66 и ГОСТ 3065—66; двойной свивки по ГОСТ 3066—66, ГОСТ 3067—74 и ГОСТ 3068—74 изготовляются из светлой или оцинкованной проволоки диаметром от 0,2 до 4 мм с временным сопротивлением разрыву от 1200 до 2600 МПа. Технические требования — по ГОСТ 3241—66*.

Канаты закрытого типа (с одним слоем зетобразной проволоки по ГОСТ 3090—73 и ГОСТ 18900—73, с двумя слоями зетобразной проволоки по ГОСТ 18901—73 и ГОСТ 18902—73, с одним слоем клиновидной и одним слоем зетобразной проволоки по ГОСТ 7675—73, с двумя слоями клиновидной и одним слоем зетобразной проволоки по ГОСТ 7675—73) изготовляются из светлой или оцинкованной проволоки с временным сопротивлением разрыву от 1100 до 1400 МПа. Технические требования — по ГОСТ 18899—73*.

Стальные канаты применяют в висячих и вантовых мостах, антенно-мачтовых сооружениях, висячих и вантовых конструкциях покрытий зданий и сооружений.

Перечень государственных стандартов на стальные профили и канаты

1. ГОСТ 82—70. Сталь прокатная широкополосная универсальная Сортамент (до 1/I 1982 г.).
2. ГОСТ 103—76. Полоса стальная горячекатаная. Сортамент.

* В марке профиля первое число означает высоту профиля, второе — ширину (по осям крайних гофров) профиля, третье — толщину черной заготовки в миллиметрах.

3. ГОСТ 535—79. Сталь сортовая низколегированная и углеродистая обыкновенного и повышенного качества горячекатаная. Технические требования.

4. ГОСТ 2590—71. Сталь горячекатаная круглая. Сортамент.

5. ГОСТ 2591—71. Сталь горячекатаная квадратная. Сортамент.

6. ГОСТ 3063—66. Канаты стальные. Канат спиральный типа ТК конструкции 1×19 (1+6+ +12).

7. ГОСТ 3064—66. Канаты стальные. Канат спиральный типа ТК конструкции 1×37 (1+6+ +12+18).

8. ГОСТ 3065—66. Канаты стальные. Канат спиральный типа ТК конструкции 1×61 (1+6+ +12+18+24).

9. ГОСТ 3066—66. Канаты стальные. Канат двойной свивки типа ЛК—О конструкции 6×7 (1+6)+1×7 (1+6).

10. ГОСТ 3067—74. Канаты стальные. Канат двойной свивки типа ТК конструкции 6×19 (1+ +6+12)+1×19 (1+6+12). Сортамент.

11. ГОСТ 3068—74. Канаты стальные. Канат двойной свивки типа ТК конструкции 6×37 (1+ +6+12+18)+1×37 (1+6+12+18). Сортамент.

12. ГОСТ 3090—73. Канаты стальные. Канат закрытый несущий с одним слоем зетобразной проволоки и сердечником типа ТК.

13. ГОСТ 3262—75. Трубы стальные водогазопроводные.

14. ГОСТ 3685—71*. Сталь листовая волнистая.

15. ГОСТ 4121—76. Рельсы крановые.

16. ГОСТ 7173—54*. Рельсы железнодорожные типа Р43 для путей промышленного транспорта. Размеры.

17. ГОСТ 7511—73. Профили стальные для оконных и фонарных переплетов и оконных панелей промышленных зданий.

18. ГОСТ 7675—73. Канаты стальные. Канат закрытый с одним слоем клиновидной и одним слоем зетобразной проволоки и сердечником типа ТК.

19. ГОСТ 8239—72*. Сталь горячекатаная. Балки двутавровые. Сортамент.

20. ГОСТ 8240—72. Сталь горячекатаная. Швеллеры. Сортамент.

21. ГОСТ 8278—75*. Швеллеры стальные гнутые равнополочные. Сортамент.

22. ГОСТ 8282—76. Профили стальные гнутые С-образные равнополочные. Сортамент.

23. ГОСТ 8283—77. Сталь холодногнутая корытная равнополочная. Сортамент.

24. ГОСТ 8509—72. Сталь прокатная угловая равнополочная. Сортамент.

25. ГОСТ 8510—72. Сталь прокатная угловая неравнополочная. Сортамент.

26. ГОСТ 8568—77. Листы стальные с ромбическим и чечевичным рифлением. Технические условия.

27. ГОСТ 8639—68. Трубы стальные квадратные. Сортамент.

28. ГОСТ 8706—58. Сталь листовая просечно-вытяжная.

29. ГОСТ 8731—74* Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Технические требования.

30. ГОСТ 8732—70*. Трубы стальные бесшовные горячекатаные. Сортамент.

31. ГОСТ 10704—76. Трубы стальные электросварные прямошовные. Сортамент.

32. ГОСТ 10705—63*. Трубы стальные электросварные. Технические требования.

33. ГОСТ 11474—76. Профили стальные гнутые.

34. ГОСТ 12336—66. Сталь холодногнутая. Профили замкнутые сварные квадратные и прямоугольные общего назначения. Сортамент.

35. ГОСТ 13229—67*. Сталь холодногнутая зетовая равнополочная. Сортамент.

36. ГОСТ 13663—68*. Трубы стальные профильные. Технические требования.

37. ГОСТ 14637—79. Сталь толстолистовая и широкополосная (универсальная) углеродистая обыкновенного качества. Технические требования.

38. ГОСТ 14918—69*. Сталь тонколистовая оцинкованная с непрерывных линий.

39. ГОСТ 18899—73*. Канаты стальные. Канаты закрытые несущие. Технические требования.

40. ГОСТ 18900—73. Канаты стальные. Канат закрытый несущий с одним слоем зетобразной проволоки и сердечником типов ЛК и ТЛК.

41. ГОСТ 18901—73. Канаты стальные. Канат закрытый несущий с двумя слоями зетобразной проволоки и сердечником типа ТК.

42. ГОСТ 18902—73. Канаты стальные. Канат закрытый несущий с двумя слоями зетобразной проволоки и сердечником типа ЛК.

43. ГОСТ 19281—73. Сталь низколегированная сортовая и фасонная.

44. ГОСТ 19282—73. Сталь низколегированная толстолистовая и широкополочная универсальная.

45. ГОСТ 19425—74. Балки двутавровые и швеллеры стальные специальные. Сортамент.

46. ГОСТ 19771—74*. Уголки стальные гнутые равнополочные. Сортамент.

47. ГОСТ 19772—74*. Уголки стальные гнутые неравнополочные. Сортамент.

48. ГОСТ 19903—74. Сталь листовая горячекатаная. Сортамент.

49. ГОСТ 19904—74. Сталь листовая холоднокатаная. Сортамент.

Перечень ведомственных технических условий на металлопродукцию

1. МРТУ 7-14-66. Межреспубликанские технические условия. Двутавры сварные. Сортамент и технические требования.

2. ТУ 14-2-24-72. Сталь горячекатаная. Двутавры и тавры с параллельными гранями полок. Сортаменты.

3. ТУ 14-2-78-73. Рельсы крановые специальные СКР-140Г и СКР-140.

4. ТУ 14-2-204-76. Сталь горячекатаная. Швеллеры тонкостенные с узкими параллельными полками.

5. ТУ 14-2-205-76. Сталь горячекатаная. Двутавры тонкостенные с узкими параллельными полками.

6. ТУ 14-2-246-77. Сталь горячекатаная. Профиль оконнорамный № 5П и 6П. Технические условия.

7. ТУ 14-3-194-73. Трубы стальные электросварные профильные с вогнутой полкой.

8. ТУ 14-3-462-76. Трубы стальные электросварные прямоугольного и квадратного сечения.

9. ТУ 14-3-567-76. Трубы стальные электросварные из низколегированной стали марки 16Г2АФ для строительных конструкций. Технические условия.

10. ТУ 34-5831-71*. Сталь холодногнутая оцинкованная. Профили гофрированные с трапецевидной формой гофра.

11. ТУ 36-1928-76. Сталь холодногнутая оцинкованная. Профили гофрированные с трапецевидной формой гофра для стен производственных зданий.

12. ТУ 36-1929-76. Сталь холодногнутая оцинкованная. Профили гофрированные с трапецевидной формой гофра.

13. ТУ 67-199-78. Профили стальные оцинкованные гнутые с трапецевидной формой гофра для строительства.

14. ЧМТУ 2-138-70. Сталь прокатная угловая равнобокая с переменной толщиной полок. Сортамент.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Вахуркин В. М.** Вопросы теории построения сортаментов прокатных профилей. — Вестник инженеров и техников, 1952, № 2.

2. **Каплун Я. А.** К вопросу проектирования балок из двух марок стали. — Материалы по металлическим конструкциям, вып. 12, 1967.

3. **Каплун Я. А.** О методике оценки экономичности прокатных профилей. Некоторые вопросы теории сортамента. Серия VII. Информационный реферативный сборник. Вып 5(13), М., 1969 (Центр. ин-т научной информации по строительству и архитектуре Госстроя СССР).

4. **Каплун Я. А., Вроно Б. М.** О расширенном сортаменте стального профилированного настила. — Промышленное строительство, 1972, № 4.

5. **Каплун Я. А.** О сортаменте широкополочных двутавров и тавров. — Промышленное строительство, 1973, № 10

6. **Каплун Я. А.** Эффективность применения тонкостенных двутавров и швеллеров в строительных конструкциях. — Промышленное строительство, 1976, № 10.

7. **Каталог.** Продукция черной металлургии. Прокат черных металлов. Гнутые профили. М., 1976. (Центр. науч.-исслед. ин-т информации и технико-экономических исследований черной металлургии МЧМ СССР).

8. **Мельников Н. П.** Развитие металлических конструкций. М., Стройиздат, 1965.

9. Металлические конструкции. — 5-е изд. **Е. И. Беленя, А. Н. Гениев, В. А. Балдин** и др. М., Стройиздат, 1976.

10. **Михайлов Б. П.** Индустриализация металлического строительства. М., Стройиздат, 1939.

11. Новые экономичные профили проката. М., 1972 (Центр. науч.-исслед. ин-т информации и технико-экономических исследований черной металлургии МЧМ СССР).

12. **Папкович П. Ф.** Строительная механика корабля. Ч. 1. Балки, рамки, перекрестные связи, 1931 (Ленинградский кораблестроительный институт).

13. Производство и применение гнутых профилей проката/Справочник. М., «Металлургия», 1975.

14. **Тришевский И. С., Клепаида В. В., Хижняков Я. В.** Холодногнутые гофрированные профили проката. Киев, 1973

15. Трубы стальные, чугунные и баллоны/ /Справочник М., «Металлургия», 1966.

16. **Шефтель Н. И.** Улучшение качества и сортамента проката. М., «Металлургия», 1973.

17. Чугуны, ферросплавы и прокат черных металлов/Справочник. Под ред. Е. А. Явниловича. М., «Металлургия», 1968.

ГЛАВА 3. СОЕДИНЕНИЯ

3.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Все соединения строительных металлоконструкций могут быть условно разделены на две группы: заводские и монтажные.

К заводским соединениям относятся сварные, заклепочные и клееметаллические (клеесварные, клеезаклепочные).

Соединения болтовые с фрезерованными торцами, фланцевые и клееболтовые относятся к монтажным.

На монтаже выполняется значительный объем сварочных работ, а соединения листовых конструкций выполняются сварными как при изготовлении их на заводе, так и на монтаже.

При проектировании соединений стальных конструкций необходимо учитывать следующие общие требования:

предусматривать монтажные крепления элементов, обеспечивающие возможность легкой сборки и удобного выполнения соединений элементов на монтаже (устройство монтажных столиков и т. д.), а также быстроту выверки конструкций;

назначать монтажные соединения элементов преимущественно болтовыми, предпочтительно на болтах грубой и нормальной точности с передачей значительных вертикальных усилий на опорные столики, устраняющие работу болтов на срез; при наличии в соединениях изгибающих моментов использовать работу болтов грубой и нормальной точности на растяжение;

осуществлять соединения с фрезерованными торцами для мощных сжатых и внецентренно-сжатых элементов при отсутствии значительных краевых растягивающих напряжений;

сварные стыки балок, колонн и т. д. выполнять без накладок прямыми, встык, с двусторонней сваркой и полным проплавлением либо односторонней сваркой с подваркой корня шва или на подкладках;

как правило, проектировать соединения по несущей способности соединяемых элементов;

соединения с накладками выполнять с симметричным расположением накладок;

группы болтов, заклепок или сварных швов располагать в соединении так, чтобы их центр тяжести совпадал с центром тяжести сечения соединяемых элементов, а при наличии эксцентриситетов необходимо учитывать вызванное ими напряженное состояние соединения;

при проектировании сварных соединений принимать меры против возможного хрупкого разрушения этих конструкций в процессе монтажа и эксплуатации.

В конструкциях со сварными соединениями следует:

предусматривать применение высокопроизводительных механизированных способов сварки;

предусматривать такое расположение сварных швов, при котором максимально сокращается необходимость кантовки конструкций при их изготовлении;

обеспечивать свободный доступ к местам наложения швов с учетом выбранного способа и технологии сварки;

назначать толщины и взаимное расположение швов, а также способ сварки, при которых в конструкциях возникали бы возможно меньшие собственные напряжения и деформации от сварки;

избегать сосредоточения большого числа швов в одном месте, в особенности на участках с высокими местными напряжениями и ориентированных поперек направления действующих растягивающих напряжений;

принимать минимально необходимое число и минимальные размеры сварных швов, оговоренных в СНиП II-В.3-72;

в стыковых соединениях листов разного сечения для создания плавного перехода сечения от меньшей толщины (ширины) к большей предусматривать скосы у более толстого (широкого) листа с одной или с двух его сторон с уклоном не более 1 : 5. Стыкование листов разной толщины без устройства скосов разрешается при условии, если разница в толщинах листов не превышает 4 мм, а величина уступа в месте стыка не превышает $^1/_8$ толщины более тонкого листа (для конструкций из сталей классов С60/45—С85/75 указанные величины должны составлять соответственно 2,5 мм и $^1/_{12}$; при этом необходима механическая обработка ступеньки перед подваркой корня шва);

в нахлесточных соединениях принимать размер напуска не менее пяти толщин наиболее тонкого из свариваемых элементов.

В конструкциях, воспринимающих динамические и вибрационные нагрузки, а также в конструкциях, возводимых в районах с расчетными зимними температурами ниже —40° С, и в конструкциях из сталей классов С60/45 — С85/75 следует:

угловые швы выполнять с плавным переходом к основному металлу;

фланговые швы, воспринимающие продольные силы, допускается выполнять с плоской поверхностью;

соотношение размеров катетов лобовых швов принимать 1 : 1,5;

принимать такие конструктивные формы сварных соединений, которые обеспечивали бы наиболее равномерную эпюру напряжений в элементах и деталях, а также наименьшие собственные напряжения от сварки. Для этого необходимо: избегать резких геометрических концентраторов напряжений (входящих углов, перепадов сечений и т. д.), особенно расположенных на участках с высокими местными или остаточными напряжениями; не допускать устройства стыков с неполным перекрытием сечения (например, стык поясов при отсутствии стыка стенки); предусматривать полную обварку ребер жесткости и выведение угловых швов на малонагруженные элементы; избегать применения пакетов листов в поясах балок и пр.

3.2. СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

3.2.1. Классификация и характеристика сварных швов и соединений

При производстве строительных металлических конструкций применяется преимущественно электродуговая сварка.

Основные типы и конструктивные элементы сварных швов и соединений, выполняемых электродуговой сваркой, регламентированы следующими стандартами: ГОСТ 8713—70 и ГОСТ 11533—75 — для швов, выполняемых автоматической и полуавтоматической сваркой под флюсом; ГОСТ 14771—76 — для швов, выполняемых сваркой в защитных газах; ГОСТ 5264—69 и ГОСТ 11534—75 — для швов, выполняемых ручной сваркой. В отдельных случаях применяются электрошлаковая сварка по ГОСТ 15164—69, контактная электросварка по ГОСТ 15878—70 и другие виды сварки.

Стандартами на электродуговую сварку предусмотрены следующие виды сварных соединений: стыковые, угловые, тавровые и нахлесточные.

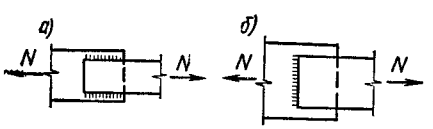


Рис. 3.1. Нахлесточные соединения

а — фланговые швы; *б* — лобовые швы

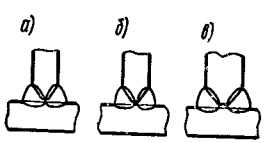


Рис. 3.2. Тавровые соединения

а — шов с полным проплавлением; *б* — шов с неполным проплавлением при полной разделке кромок; *в* — то же, при частичной разделке кромок

Наиболее часто применяемые типы сварных швов этих соединений приведены в табл. 3.1.

Швы сварных соединений разделяют также: по месту выполнения — на заводские и монтажные; по расположению швов относительно усилий — на фланговые (рис. 3.1, *а*) и лобовые (рис. 3.1, *б*); по степени

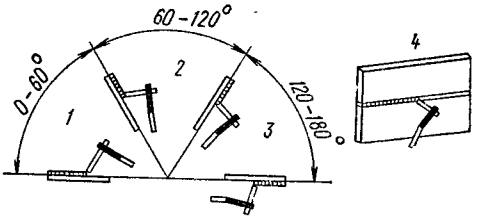


Рис. 3.3. Положение швов в пространстве

1 — нижнее; *2* — вертикальное; *3* — потолочное; *4* — горизонтальное на вертикальной плоскости

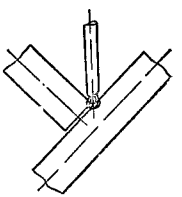


Рис. 3.4. Положение изделия при сварке в лодочку

проплавления — на швы с полным проплавлением (рис. 3.2, *а*) и с неполным (частичным) проплавлением (рис. 3.2, *б*, *в*); по положению швов в пространстве во время сварки — на нижние, вертикальные, потолочные, горизонтальные на вертикальной поверхности (рис. 3.3) и в лодочку (рис. 3.4); по форме сечения сварных швов и другим признакам.

3.2.2. Рекомендации по выбору способа сварки и типов швов

Выбор способа дуговой сварки определяется формой изделия, стремлением к получению высокой производительности процесса, возможностью выполнения его в заводских или монтажных условиях.

При проектировании конструкций с нижними швами значительной длины, а также однотипных изделий наиболее производительна автоматическая сварка под флюсом. Несколько менее производительна, но весьма экономична полуавтоматическая сварка в среде углекислого газа. Ее существенным преимуществом является возможность выполнения швов во всех пространственных положениях.

В тех случаях, когда автоматическая и полуавтоматическая сварка невозможна, применяют ручную сварку.

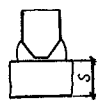
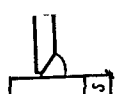
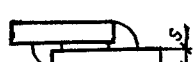
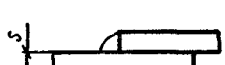
При разработке чертежей КМ конструкций зданий могут быть рекомендованы следующие способы сварки: автоматическая сварка под флюсом — для поясных швов балок, колонн и других элементов длиной более 3 м, а также для стыковых швов длиной более 500 мм; полуавтоматическая сварка в среде углекислого газа — для сварных швов меньшей длины; ручная сварка — для сварных швов, когда применение более

Таблица 31. **Классификация швов сварных соединений, наиболее часто применяемых в строительных металлоконструкциях**

Вид соединения	Форма подготовленных кромок	Характер выполненного шва	Эскиз	Условные обозначения шва сварного соединения (числитель) и пределы толщин свариваемых деталей, мм (знаменатель), для способов сварки		
				автоматической и полуавтоматической под флюсом по ГОСТ 8713—70	электродуговой в защитных газах по ГОСТ 14771—76	ручной электродуговой по ГОСТ 5264—69
Стыковое	Без скоса кромок	Двусторонний		C2-A / 2—20	C7-УП / 3—12	C4 / 2—8
	Со скосом одной кромки	То же		C9-A / 14—20	C12-УП / 8—60	C8 / 10—26
	С двумя симметричными скосами одной кромки	»		C29-A / 20—30	C15-УП / 12—100	C11 / 12—60
	Со скосом двух кромок	»		C13-A / 14—34	C21-УП / 8—60	C18 / 10—50
	С двумя симметричными скосами двух кромок	»		C30-A / 20—60	C25-УП / 12—120	C21 / 12—60
	С криволинейным скосом двух кромок	»		C21-A / 24—160	C23-УП / 24—100	C19 / 15—100

Угловое	Без скоса кромок	Двусторонний		У2-Апш / 6—14	У5-УП / 2—30	У5 / 2—30
	Со скосом одной кромки	То же		У3-Апш / 8—20	У7-УП / 8—60	У7 / 4—26
	С двумя скосами одной кромки	»		У4-Апш / 20—40	У8-УП / 12—100	У8 / 12—60
Тавровое	Без скоса кромок	Односторонний		Т5-А / 3—40	Т1-УП / 2—40	—
	То же	Двусторонний		Т1-А / 3—40	Т3-УП / 2—40	Т3 / 2—30
	»	Прерывистый		Т4-П / 2—30	—	Т5 / 2—30
	Со скосом одной кромки	Двусторонний		Т9-Апш / 8—42	Т7-УП / 8—60	Т7 / 4—26
	С двумя симметричными скосами кромки с полным проплавлением	Двусторонний		Т10-1 / 16—40	Т8-УП / 12—80	Т9 / 12—60

Продолжение табл. 3.1

Вид соединения	Форма подготовленных кромок	Характер выполненного шва	Эскиз	Условные обозначения шва сварного соединения (числитель) и пределы толщин свариваемых деталей, мм (знаменатель), для способов сварки		
				автоматической и полуавтоматической под флюсом по ГОСТ 8713—70	электродуговой в защитных газах по ГОСТ 14771—76	ручной электродуговой по ГОСТ 5264—69
Тавровое	С двумя симметричными скосами кромки с неполным проплавлением	Двусторонний		—	Т9-УП / 12—100	Т10 / 12—100
	Со скосом одной кромки	Односторонний		—	Т6-УП / 8—30	Т6 / 4—26
Нахлесточное	Без скоса кромок	Двусторонний		Н1-А / 1—20	Н2-УП / 2—60	Н2 / 2—60
		Односторонний		Н2-А / 1—20	Н1-УП / 2—60	Н1 / 2—60

	Односторонний прерывистый		Н3-П / 2—6	—	Н1 / 2—60
С круглыми отверстиями	Односторонний		Т15-П / 3—40	—	—
С удлиненными отверстиями	То же		Н6-П / не менее 6	—	Н3 / не менее 2

Примечание Для сокращения типов стыковых швов, приводимых в чертежах КМ, в таблице приведены стыковые швы только с двусторонней сваркой При разработке чертежей КМД они могут быть заменены на равнопрочные им односторонние швы выполняемые на флюсовой подушке, а также на медной или остающейся стальной подкладке.

производительных способов сварки невозможно.

Для конструкций сооружений выбор способа сварки производится аналогично.

Типы сварных швов назначаются с учетом способа сварки, толщины свариваемых элементов, положения в пространстве и технологии сварки. Выбор типа сварного шва таврового соединения определяется также характером и направлением действующих усилий.

Стыковые соединения применяются в балках, ригелях и колоннах зданий, резервуарах и газгольдерах, бункерах и силосах, трубопроводах и т. д.

Стыковые соединения особенно целесообразны в сосудах различного назначения, так как хорошо обеспечивают плотность швов, удобны для применения физических методов контроля качества, экономичны, характеризуются менее резким изменением геометрической формы и меньшей концентрацией напряжений.

При выборе стыкового шва следует учитывать, что площадь поперечного сечения шва с двумя скосами кромок в 2 раза меньше площади сечения шва со скосом одной кромки. Второе преимущество шва с двумя скосами кромок — симметричность сечения, что уменьшает деформацию изделия.

Для монтажных сварных соединений при толщине деталей более 30 мм применяют главным образом швы с криволинейным скосом двух кромок. В этих случаях некоторое повышение трудоемкости обработки кромок свариваемых деталей компенсируется значительным уменьшением объемов сварочных работ и наплавленного металла.

Тавровые соединения применяются в колоннах, балках, фермах и других конструкциях для прикрепления взаимно перпендикулярно расположенных элементов. При воздействии статических нагрузок тавровое соединение выполняют, как правило, без разделки кромок, а при толщине сварного шва более 20 мм делают частичную разделку кромок. В этом случае равнопрочность соединения с непроваренной щелью и основного металла может быть достигнута соответствующим увеличением катетов швов или повышением прочности металла сварных швов. Обеспечение полного проплавления усложняет сварочный процесс, удорожает изготовление конструкций и поэтому может применяться только в обоснованных случаях, например при проектировании поясных швов балок под подвижную нагрузку, так как непровар в корне шва приводит к заметному снижению усталостной прочности швов.

Применение односторонних швов без скоса кромок в тавровых соединениях допускается только в элементах конструкций, оговоренных в СНиП II-В.3-72.

Нахлесточные соединения применяются в фермах, резервуарах, щитах кровли, настилах технологических площадок и т. д. Для этого вида соединений допустима меньшая точность выполнения технологических операций.

В отличие от стыковых нахлесточные соединения имеют более высокую концентрацию напряжений и низкую усталостную прочность.

При статических нагрузках концентрация напряжений в угловых лобовых и фланговых швах не оказывает заметного отрицательного влияния на снижение несущей способности конструкций.

При назначении типов швов следует иметь в виду, что применение прерывистых швов, электрозаклепок, выполняемых ручной сваркой с предварительным сверлением отверстий, а также заварка монтажных отверстий запрещается в конструкциях всех групп, кроме конструкций VI группы, перечень которых приведен в табл. 1.20.

Расстояния в свету между участками прерывистых швов должно быть не более $15s$ в сжатых элементах и не более $30s$ в растянутых и нерабочих элементах (s — наименьшая толщина соединяемых элементов).

Методы и объемы контроля качества сварных швов, а также допускаемые дефекты регламентированы СНиП III-18-75. Если к проектируемой конструкции предъявляются более жесткие требования по качеству сварных соединений, они должны быть оговорены в проекте.

3.3. БОЛТОВЫЕ И ЗАКЛЕПОЧНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

3.3.1. Соединения на болтах грубой и нормальной точности

Конструкция и размеры болтов, гаек, шайб определены следующими стандартами: для болтов с шестигранной головкой — ГОСТ 7796—70*, ГОСТ 7798—70*, ГОСТ 15589—70* и ГОСТ 15591—70*; для гаек шестигранных — ГОСТ 5915—70* и ГОСТ 15526—70*; для шайб — ГОСТ 6402—70*, ГОСТ 10906—66*, ГОСТ 11371—68* и ГОСТ 18123—72*.

Классы прочности и соответствующие им механические свойства, покрытия и методы испытаний для болтов и гаек устанавливает ГОСТ 1759—70*, для шайб — ГОСТ 18123—72*.

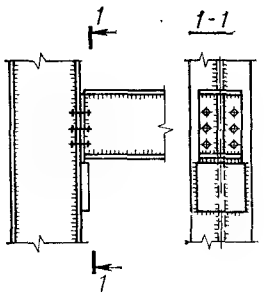


Рис. 3.5. Опорные узлы балок с передачей опорной реакции через столик

Основные размеры резьбы принимаются по СТ СЭВ 181—75 и СТ СЭВ 182—75.

Рекомендации по применению болтов различных классов в зависимости от расчетной температуры и нагрузок, материал болтов, технология изготовления и виды ис-

пытаний, а также расчетные сопротивления болтовых соединений приведены в СНиП II-В.3-72.

Для передачи значительных вертикальных усилий рекомендуется использование столиков (рис. 3.5).

В зданиях и сооружениях болты грубой и нормальной точности применяют:

для крепления элементов фонарных конструкций, фахверка, вертикальных и горизонтальных связей по фонарям и фермам, за исключением связей по нижним поясам ферм зданий и сооружений с кранами особого[1] режима работы;

для крепления стропильных и подстропильных ферм и стропильных ферм к подстропильным при условии передачи опорного давления через столик;

для крепления разрезных подкрановых балок друг к другу по длине, а также для крепления нижнего пояса их к колоннам;

для крепления балок технологических площадок, работающих на статическую нагрузку;

для крепления второстепенных конструкций.

В основном для крепления применяются болты М20, а для мелкого фасонного проката — болты М16 и М12.

Под головки и гайки постоянных болтов должны обязательно ставиться круглые шайбы: не более двух под гайку и одной под головку. В местах примыкания головки и гайки к наклонным плоскостям ставятся косые шайбы по ГОСТ 10906—66**. Для крепления гаек на постоянных болтах применяются контргайки или пружинные шайбы по ГОСТ 6402—70*. Конкретный вид закрепления должен быть оговорен в проекте.

Для сокращения числа применяемых болтов, рекомендуемых СНиП II-В.3-72 в соединениях, работающих на статические нагрузки, рекомендуется применять болты класса 5,8 нормальной точности по ГОСТ 7798—70* из кипящей и спокойной стали с дополнительными видами испытаний по п. 1 табл. 10 ГОСТ 1759—70*, с возможной заменой их на равнозначные согласно СНиП II-В.3-72. Для этих болтов не допускается применение автоматных сталей.

3.3.2. Соединения на высокопрочных болтах

Отличительная особенность соединения на высокопрочных болтах состоит в том, что его работа основана на трении, возникающем между соприкасающимися поверхностями собранных деталей в результате сильного их сжатия болтами.

Расчет, изготовление и выполнение соединений на высокопрочных болтах регламентированы Строительными нормами и правилами (СНиП II-В.3-72, СНиП III-18-75) и ведомственными техническими условиями.

Соединения на высокопрочных болтах применяются на монтаже в конструкциях, подверженных воздействию динамических и вибрационных нагрузок или возводимых в районах с расчетными температурами ниже —40° С, а также в монтажных стыках ригелей, колонн и других элементов, воспринимающих значительные усилия. Отверстия

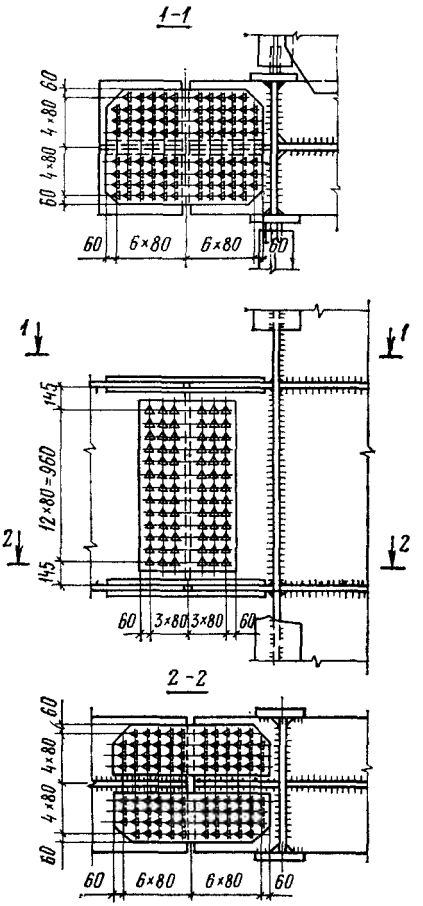


Рис. 3.6. Размещение высокопрочных болтов в стыках

в элементах и накладках сверлят по кондукторам. Соприкасающиеся поверхности соединения перед сборкой обрабатываются в основном горелками (на ацетилене).

В проекте должны быть указаны: марка стали и механические свойства болтов, гаек и шайб; технические условия или стандарты, по которым должны поставляться высокопрочные болты, гайки и шайбы; способ обработки сопрягаемых поверхностей и осевое усилие натяжения высокопрочных болтов.

Для соединений на высокопрочных болтах применяются:

высокопрочные термически обработанные болты из стали марки 40Х «селект» по ТУ 14-1-1237-75; гайки из стали марок 35 и 40 по ГОСТ 1050—74*;

шайбы (исполнения 1) диаметром, соответствующим диаметру болта на один раз-

[1] К кранам особого режима работы относятся краны весьма тяжелого режима работы, литейные и другие краны тяжелого режима работы, применяемые в металлургическом производстве.

мер большего, принятого для соединения, по ГОСТ 11371—68* из стали марки ВСт5пс2 по ГОСТ 380—71* или марок 35 и 40 по ГОСТ 1050—74*. Шайбы должны быть термически обработаны и иметь твердость в пределах 30—45 HRC в готовом изделии.

Соединения на высокопрочных болтах выполняются в соответствии с «Руководством по выполнению сдвигоустойчивых соединений на высокопрочных болтах» и СНиП III-18-75. В основном применяются высокопрочные болты диаметром 24 мм. При расстановке болтов приняты единый шаг и единая дорожка, кратные 80 мм для использования кондукторов (рис. 3.6). В случае перепада плоскостей стыкуемых деталей от 0,5 до 3 мм на выступающей детали должен быть сделан скос с уклоном 1 : 10 мм. При перепадах более 3 мм необходимо применять прокладки из стали той же марки, что и в конструкции, обработанные с двух сторон тем же способом, каким обрабатывались детали соединения.

3.3.3. Соединения с самонарезающими болтами и комбинированными заклепками

Самонарезающие болты отличаются от обычных болтов наличием резьбы полного специального профиля для нарезании резьбы в отверстиях соединяемых деталей. Самонарезающие болты применяются в основном для прикрепления профилированного настила к прогонам и элементам фахверка.

Комбинированные заклепки предназначаются для склепывания листов профилированного настила и коробчатых листовых деталей при толщине пакета не более 3 мм.

Самонарезающие болты и винты и комбинированные заклепки изготовляются по ТУ 34-5814-70, ТУ 67-72-75, ТУ 34-5814-70 и ТУ 67-74-75.

Крепление настила к несущим элементам и между собой производят по техническим условиям МСН 232—70/ММСС СССР. При укрупнении листов настила в карты внизу разрешается применять сварку по техническим условиям ВСН 344—75/ММСС СССР.

3.3.4. Анкерные болты

Анкерные болты служат для передачи растягивающих усилий с колонн на фундамент.

Конструкция, размеры и технические требования к гайкам и шайбам для анкерных болтов диаметром до 48 мм принимаются по стандартам для обычных болтов, а при диаметре анкерных болтов свыше 48 мм — по ГОСТ 10605—72, ГОСТ 18126—72*, ГОСТ 9065—75.

Конструкция и размеры анкерных болтов приведены в СН 471-75.

Анкерные болты рекомендуется применять:

а) при расчетной температуре —40° С и выше — из стали марки ВСт3кп2 по ГОСТ 380—71* или из сталей марок 09Г2С-6 и 10Г2С1-6 по ГОСТ 19281—73;

б) при расчетной температуре ниже —40° С и до —65° С — из стали марок 09Г2С-6 и 10Г2С1-6 по ГОСТ 19281—73.

В проекте КМ оговариваются размещение болтов, их диаметр, материал анкерных болтов, высота выступающей над фундаментом части, длина нарезки резьбы и указание о постановке контргаек или пружинных шайб.

3.3.5. Заклепочные соединения

В настоящее время заклепки почти полностью вытеснены сваркой и высокопрочными болтами и применяются в весьма ограниченных пределах в конструкциях, подверженных воздействию динамических и вибрационных нагрузок, при согласовании с заводом-изготовителем.

Данные о материале заклепок, конструктивных требованиях, предъявляемых к заклепочным соединениям, стандартах и пр. приведены в Строительных нормах и правилах, а также в «Справочнике конструктора. Конструкции металлические» (под ред. Н. П. Мельникова. М., Стройиздат, 1976).

3.4. СОЕДИНЕНИЯ С ФРЕЗЕРОВАННЫМИ ТОРЦАМИ И ФЛАНЦЕВЫЕ

В соединениях элементов с фрезерованными торцами (в стыках и базах колонн и т. п.) сжимающая сила считается полностью передающейся через торцы (рис. 3.7). Во внецентренно-сжатых элементах сварные

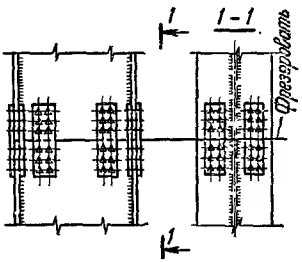


Рис. 3.7. Соединение с фрезерованными торцами

швы, заклепки и болты указанных соединений проверяются на наибольшее растягивающее усилие от действия изгибающего момента, соответствующего минимальной продольной силе.

Соединения с фрезерованными торцами применяются в стыках мощных сжатых и внецентренно-сжатых элементов при отсутствии значительных краевых растягивающих напряжений.

Фланцевое соединение состоит из двух фланцев и болтов, работающих на растяжение и срез (рис. 3.8). Преимущество этого соединения в том, что в нем отсутствует ослабление соединяемых элементов, а также исключаются сварочные работы на монтаже.

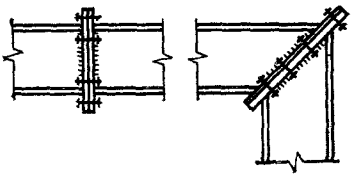


Рис. 3.8. Фланцевые соединения

Эти соединения с успехом применяются в монтажных стыках объектов связи. В последние годы их все более широко используют в конструкциях зданий благодаря применению высокопрочных болтов с их предварительным напряжением, уменьшающим деформативность соединения.

3.5. КЛЕЕМЕТАЛЛИЧЕСКИЕ СОЕДИНЕНИЯ

Клееметаллические соединения — относительно новый и эффективный способ сопряжения деталей посредством введения смоляных клеев в заклепочные, сварные и болтовые соединения. В результате этого получаются комбинированные соединения (клеесварные, клеезаклепочные и клееболтовые).

К достоинствам этих соединений следует отнести:

увеличение расчетной прочности за счет совместной работы клеевой прослойки, нанесенной на сопрягаемые поверхности, и заклепок, сварных швов или высокопрочных болтов в зависимости от вида соединения;

равномерность распределения напряжений в соединении, что повышает их вибрационную прочность;

герметичность соединения и коррозионную стойкость;

уменьшение числа высокопрочных болтов, заклепок и объема сварки, что существенно влияет на повышение производительности труда и снижение себестоимости продукции.

В строительстве клееметаллические соединения нашли применение главным образом в ограждающих конструкциях.

Перечень государственных стандартов на швы сварных соединений и метизы

1. ГОСТ 1759—70*. Болты, винты, шпильки и гайки. Технические требования.
2. ГОСТ 2246—70*. Проволока стальная сварочная.
3. ГОСТ 2601—74. Сварка металлов. Основные понятия. Термины и определения.
4. ГОСТ 5264—69. Швы сварных соединений. Ручная электродуговая сварка. Основные типы и конструктивные элементы.
5. ГОСТ 5915—70*. Гайки шестигранные (нормальной точности). Конструкция и размеры.
6. ГОСТ 6402—70*. Шайбы пружинные.
7. ГОСТ 7796—70*. Болты с шестигранной уменьшенной головкой (нормальной точности). Конструкция и размеры.
8. ГОСТ 7798—70*. Болты с шестигранной головкой (нормальной точности). Конструкция и размеры.
9. ГОСТ 8713—70. Швы сварных соединений. Автоматическая и полуавтоматическая сварка под флюсом. Основные типы и конструктивные элементы.
10. ГОСТ 9065—75. Шайбы для фланцевых соединений с температурой среды от 0 до 650° С. Типы и основные размеры.
11. ГОСТ 9087—69*. Флюсы сварочные плавленые.
12. СТ СЭВ 181—75. Основные нормы взаимозаменяемости. Резьба метрическая. Диаметры и шаги. СТ СЭВ 182—75. Резьба метрическая.
13. ГОСТ 9467—75. Электроды покрытые металлические для ручной дуговой сварки конструкционных и теплоустойчивых сталей.
14. ГОСТ 10299—68*. Заклепки с полукруглой головкой нормальной точности. Размеры.
15. ГОСТ 10300—68*. Заклепки с потайной головкой нормальной точности. Размеры.
16. ГОСТ 10301—68*. Заклепки с полупотайной головкой нормальной точности. Размеры.
17. ГОСТ 10304—70*. Заклепки нормальной точности. Общие технические требования.
18. ГОСТ 10605—72. Гайки шестигранные с диаметром резьбы свыше 48 мм (нормальной точности). Конструкция и размеры.
19. ГОСТ 10906—66**. Шайбы косые.
20. ГОСТ 11371—68*. Шайбы. Размеры.
21. ГОСТ 11533—75. Автоматическая и полуавтоматическая дуговая сварка под флюсом. Соединения сварные под острыми и тупыми углами. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.
22. ГОСТ 11534—75. Ручная дуговая сварка. Соединения сварные под острыми и тупыми углами. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.
23. ГОСТ 14771—76. Дуговая сварка в защитном газе. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.
24. ГОСТ 15164—69. Соединения сварные и швы. Электрошлаковая сварка. Основные типы и конструктивные элементы.
25. ГОСТ 15526—70*. Гайки шестигранные (грубой точности). Конструкция и размеры.
26. ГОСТ 15589—70*. Болты с шестигранной головкой (грубой точности). Конструкция и размеры.
27. ГОСТ 15591—70*. Болты с шестигранной уменьшенной головкой (грубой точности). Конструкция и размеры.
28. ГОСТ 15878—70. Соединения сварные, выполняемые контактной электросваркой. Основные типы и конструктивные элементы.
29. ГОСТ 18123—72*. Шайбы. Технические требования.
30. ГОСТ 18126—72*. Болты и гайки с диаметром резьбы свыше 48 мм. Технические требования.
31. ГОСТ 22353—77. Болты высокопрочные (нормальной точности). Конструкция и размеры.
32. ГОСТ 22354—77. Гайки высокопрочные (нормальной точности). Конструкция и размеры.
33. ГОСТ 22355—77. Шайбы к высокопрочным болтам (нормальной точности). Конструкция и размеры.
34. ГОСТ 22356—77. Болты и гайки высокопрочные и шайбы. Общие технические требования.

Перечень ведомственных нормативных документов на соединения и метизы

1. Инструкция по креплению технологического оборудования фундаментными болтами. СН 471-75. М., Стройиздат, 1976.
2. Инструкция по сварке стального оцинкованного профилированного настила для облегченной кровли. ВСН 349-75/ММСС СССР. ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР.
3. Руководство по выполнению сдвигоустойчивых соединений на высокопрочных болтах в строительных стальных конструкциях. Временное руководство по натяжению высокопрочных болтов «по углу поворота гайки» в сдвигоустойчивых соединениях стальных строительных конструкций. М., Стройиздат, 1974.
4. Технические условия. Болт самонарезающий. ТУ 34-5815-70.
5. Технические условия. Высокопрочные термически обработанные болты и гайки диаметром М16-М27 для строительных стальных конструкций. ТУ 14-4-87-72.
6. Технические условия. Заклепка комбинированная. ТУ 34-5814-70.
7. Технические условия на изготовление и монтаж стального оцинкованного профилированного настила для облегченной кровли и метизов для его крепления. МСН 232-70/ММСС СССР. ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР.
8. Указания по склеиванию строительных конструкций на основе пластмасс, алюминия и асбоцемента. М., Стройиздат, 1965.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Волошин А. А.** Расчет фланцевых соединений трубопроводов и сосудов. Л., Судпромгиз, 1959.
2. **Ицкович А. А.** Клееметаллические соединения в строительных конструкциях. М., Стройиздат, 1975.
3. **Кудрявцев И. В., Науменков Н. Е.** Усталость сварных конструкций. М., «Машиностроение», 1976.

4. **Николаев Г. А., Куркин С. А., Винокуров В. А.** Расчет, проектирование и изготовление сварных конструкций. М. «Высшая школа», 1971.
5. **Проектирование** сварных конструкций в машиностроении/Под ред. С. А. Куркина. М., «Машиностроение», 1975.
6. **Справочник** конструктора. Конструкции металлические/Под ред. Н. П. Мельникова. М., Стройиздат, 1976.
7. **Соколов А. Г.** Действительная работа фланцевых соединений. — Материалы по стальным конструкциям. М., 1958, вып. 2.
8. **Чесноков А. С., Княжев А. Ф.** Сдвигоустойчивые соединения на высокопрочных болтах. М., Стройиздат, 1974.

ГЛАВА 4. ОБЩАЯ РАСЧЕТНАЯ ЧАСТЬ[1]

4.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Стальные конструкции рассчитывают на силовые и другие воздействия по предельным состояниям, при которых конструкции перестают удовлетворять предъявляемым к ним требованиям в процессе эксплуатации или при возведении.

Предельные состояния подразделяются на две группы:

первая группа — по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации;

вторая группа — по непригодности к нормальной эксплуатации. Нормальной считается эксплуатация, осуществляемая (без ограничений) в соответствии с предусмотренными в нормах или заданиях на проектирование технологическими или бытовыми условиями.

К предельным состояниям первой группы относятся:

общая потеря устойчивости формы;

потеря устойчивости положения;

вязкое, хрупкое, усталостное или иного характера разрушение;

разрушение от совместного воздействия силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды;

качественное изменение конфигурации;

резонансные колебания;

состояния, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации в результате текучести материала, сдвигов в соединениях, ползучести или чрезмерного раскрытия трещин.

К предельным состояниям второй группы относятся состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций или снижающие долговечность их вследствие появления недопустимых перемещений (прогибов, осадок, углов поворота), колебаний, трещин и т. п.

Надежность конструкций обеспечивается расчетом, которым учитываются неблагоприятные возможные характеристики материалов и невыгодные возможные величины и сочетания нагрузок и воздействий, а также условия эксплуатации и особенности работы конструкций.

Расчетные схемы и основные предпосылки расчета должны отражать действительные условия работы сооружений. В необходимых случаях учитываются: пространственная работа конструкций, геометрическая и физическая нелинейность, пластические и реологические свойства материалов.

Основными параметрами сопротивления материалов силовым воздействиям являются нормативные сопротивления $R^н$, устанавливаемые нормами проектирования с учетом условий контроля и статистической изменчивости сопротивлений.

Значение нормативного сопротивления материала может равняться величине контрольной или браковочной характеристики, устанавливаемой соответствующими государственными стандартами.

Для стали за нормативное сопротивление принимается значение предела текучести или временного сопротивления в зависимости от характера работы конструкций и свойств стали.

Расчетное сопротивление материала R определяется делением нормативного сопротивления $R^н$ на коэффициент безопасности по материалу K, учитывающий возможное снижение механических свойств стали против нормативных значений, а также минусовые допуски на размер сечений проката.

Особенности действительной работы материалов, элементов и соединений конструкций, а также конструкций зданий и сооружений в целом, не отражаемые в расчетах прямым путем, учитываются в необходимых случаях коэффициентами условий работы m.

Степень ответственности и капитальности зданий и сооружений, а также значимость последствий наступления тех или иных предельных состояний учитываются в необходимых случаях коэффициентом надежности $K_н$. Коэффициент надежности может быть введен в расчет также при недостаточной изученности действительной работы и предельных состояний отдельных видов конструкций.

На коэффициенты надежности следует делить значения расчетных сопротивлений и предельных деформаций либо умножать значения расчетных нагрузок, усилий или иных воздействий.

Основными характеристиками нагрузок (воздействий) являются их нормативные значения $P^н$.

Возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от их нормативных значений вследствие изменчивости нагрузок или отступлений от условий нормальной эксплуатации учитывается коэффициентами перегрузки n.

Расчетные нагрузки P определяют умножением основных нормативных нагрузок на коэффициенты перегрузки.

При одновременном действии двух или нескольких временных нагрузок расчет конструкций выполняют с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний этих нагрузок. Сочетания учитываются умножением нагрузок на коэффициент сочетаний n_c.

Нормативные значения нагрузок, их классификация, коэффициенты перегрузки и коэффициенты сочетаний принимают в соответствии с указаниями главы СНиП «Нагрузки и воздействия».

[1] Составлена на основе глав СНиП II-А 10-71, II-В 3-72 и СНиП II-6-74.

В соответствии с перечисленными расчетными положениями предельные неравенства могут быть записаны в виде:

для первого предельного состояния

$$\Sigma n_c P_i^{н} n_i \alpha_i \leqslant \frac{m}{K_н} F \frac{R^н}{K}$$

или

$$\Sigma n_c P_i \alpha_i \leqslant \frac{m}{K_н} FR,$$

где α_i — усилие при $P_i = 1$; n_c — коэффициент сочетаний; n_i — коэффициент перегрузки; $P_i^{н}$ — нормативная нагрузка; P — расчетная нагрузка; m — коэффициент условий работы; K — коэффициент безопасности по материалу; $K_н$ — коэффициент надежности; $R^н$ — нормативное сопротивление стали; R — расчетное сопротивление стали; F — геометрическая характеристика сечения (площадь, момент сопротивления и т. д.);

для второго предельного состояния

$$\delta \leqslant \frac{1}{K_н} \delta_{пр},$$

где δ — деформация или перемещение конструкции от нормативных нагрузок; $\delta_{пр}$ — предельные деформации или перемещения, установленные нормами проектирования стальных конструкций или указанные в технологическом задании.

4.2. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

4.2.1. Расчетные сопротивления

Расчетные сопротивления материалов следует принимать по табл. 4.1—4.3.

В необходимых случаях приведенные в табл. 4.1—4.3 значения расчетных сопротивлений понижаются умножением на коэффициенты условий работы m элементов стальных конструкций по табл. 4.4.

4.2.2. Физические характеристики

Для стали и стальных отливок всех марок плотность принимается равной 7850 кг/м³, для отливок из чугуна — 7200 кг/м³. Коэффициент линейного расширения 0,000012 град⁻¹.

Модули упругости материалов стальных конструкций следует принимать по табл. 4.5.

Коэффициент поперечной деформации (Пуассона) принимается равным 0,3.

Таблица 4.1. **Расчетные сопротивления R прокатной стали**

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления, МПа, прокатной стали класса						
		С38/23	С44/29	С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/75
Растяжение, сжатие и изгиб	R	210 (260)	260 (300)	290 (310)	340	380	440	530
Срез	$R_{ср}$	130	150	170	200	230	260	310
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	$R_{см.т}$	320	390	430	510	570	650	800
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	$R_{см.м}$	160	200	220	250	290	330	390
Диаметральное сжатие катков при свободном касании (в конструкциях с ограниченной подвижностью)	$R_{с.к}$	8	10	11	13	15	18	20

Примечания: 1. В скобках указаны расчетные сопротивления стали растяжению для конструкций, эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести.

2. Расчетные сопротивления прокатной стали класса С38/23 (кроме марки 09Г2С) принимаются при толщинах: от 31 до 40 мм R=190 МПа; от 41 до 160 мм R=170 МПа.

3. Кроме указаний табл. 4.1, следует пользоваться нормативными документами, регламентирующими применение сталей новых марок и соответствующие расчетные сопротивления.

Таблица 4.2. **Расчетные сопротивления R отливок из углеродистой стали**

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления, МПа, отливок из углеродистой стали марки			
		15Л	25Л	35Л	45Л
Растяжение, сжатие и изгиб	R	150	180	210	250
Срез	$R_{ср}$	90	110	130	150
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	$R_{см.т}$	230	270	320	370
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	$R_{см.м}$	110	130	160	180
Диаметральное сжатие катков при свободном касании (в конструкциях с ограниченной подвижностью)	$R_{с.к}$	6	7	8	10

Таблица 4.3. Расчетные сопротивления R отливок из серого чугуна

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления, МПа, отливок из серого чугуна марки		
		Сч12-28, Сч15-32	Сч18-36, Сч21-40	Сч24-44, Сч28-48
Сжатие центральное и при изгибе	$R_с$	160	180	210
Растяжение при изгибе	$R_и$	45	60	80
Срез	$R_{ср}$	35	45	60
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	$R_{см.т}$	240	270	320

Таблица 4.4. Коэффициенты условий работы m элементов стальных конструкций

№ п.п.	Элементы конструкций	m
1	Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и т. п. при весе перекрытий, равном или большем полезной нагрузки	0,9
2	Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки ферм покрытий и перекрытий (например, стропильных и аналогичных ферм) при гибкости их $\lambda \geqslant 60$	0,8
3	Сжатые раскосы пространственных решетчатых конструкций из одиночных уголков, прикрепляемых к поясам одной полкой:	
	а) с помощью сварных швов или двух и более болтов или заклепок, поставленных вдоль уголка: при перекрестной решетке с совмещенными в смежных гранях узлами (см. рис. 4.8, *б*)	0,9
	при елочной и перекрестной решетке с несовмещенными в смежных гранях узлами (см. рис. 4.8, *в*, *г*)	0,8
	б) с помощью одного болта или одной заклепки	0,75
4	Подкрановые балки под краны грузоподъемностью 5 т и более тяжелого и весьма тяжелого режимов работы	0,9
5	Колонны жилых и общественных зданий и опор водонапорных башен	0,9
6	Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнобоких уголков только узкой полкой), за исключением элементов конструкций, указанных в п. 3 таблицы, и плоских ферм из одиночных уголков	0,75

Примечания: 1. Коэффициенты условий работы, установленные в пп.1 и 2, а также в пп. 2 и 6, одновременно не учитываются.

2. Коэффициенты условий работы, установленные в пп. 2, 3 и 6, не распространяются на крепления соответствующих элементов конструкций в узлах.

3. Для сжатых раскосов пространственных решетчатых конструкций (п. 3) при треугольной решетке с распорками коэффициент условий работы не учитывается (см. рис. 4.8, *а*).

Таблица 4.5. Модули упругости E материалов стальных конструкций

Материалы	Модуль, ГПа	
	упругости E	сдвига G
Прокатная сталь и отливки из углеродистой стали	210	81
Отливки из серого чугуна марок:		
Сч28-48, Сч24-44, Сч21-40 и Сч18-36	100	—
Сч15-32 и Сч12-28	85	—
Пучки и пряди высокопрочной проволоки (с параллельным расположением проволок)	200	—
Канаты стальные спиральные закрытые	170	—
Канаты стальные спиральные и канаты (тросы) с металлическим сердечником	150	—
Канаты стальные (тросы) с органическим сердечником	130	—

Примечание. Значения модуля упругости даны для канатов, предварительно вытянутых усилием не менее 30—40% разрывного усилия для каната в целом.

4.3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ

4.3.1. Центрально-растянутые и центрально-сжатые элементы

Прочность элементов, подверженных центральному растяжению или сжатию силой N, проверяется по формуле

$$N/F_{нт} \leqslant R, \qquad (4.1)$$

где R — расчетное сопротивление стали растяжению или сжатию; $F_{нт}$ — площадь сечения элемента нетто.

Устойчивость центрально-сжатых элементов проверяется по формуле

$$\frac{N}{\varphi F} \leqslant R, \qquad (4.2)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 4.6 в функции наибольшей гибкости $\lambda = l/r$; F — площадь сечения элемента брутто.

Таблица 4.6. **Коэффициенты φ продольного изгиба центрально-сжатых элементов**

Гибкость элементов $\lambda=l/r$	Коэффициенты φ для элементов из стали классов						
	C38/23	C44/29	C46/33	C52/40	C60/45	C70/60	C85/75
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
10	0,988	0,987	0,986	0,985	0,984	0,983	0,982
20	0,970	0,968	0,965	0,962	0,956	0,953	0,950
30	0,943	0,935	0,932	0,927	0,916	0,909	0,903
40	0,905	0,892	0,888	0,878	0,866	0,852	0,838
50	0,867	0,843	0,837	0,823	0,810	0,790	0,760
60	0,820	0,792	0,780	0,764	0,740	0,700	0,660
70	0,770	0,730	0,710	0,682	0,650	0,610	0,558
80	0,715	0,660	0,637	0,604	0,570	0,518	0,432
90	0,655	0,592	0,563	0,523	0,482	0,412	0,343
100	0,582	0,515	0,482	0,437	0,396	0,336	0,288
110	0,512	0,440	0,413	0,370	0,325	0,273	0,230
120	0,448	0,383	0,350	0,315	0,273	0,230	0,192
130	0,397	0,330	0,302	0,264	0,232	0,196	0,164
140	0,348	0,285	0,256	0,228	0,198	0,168	0,142
150	0,305	0,250	0,226	0,198	0,173	0,148	0,123
160	0,270	0,220	0,200	0,176	0,153	0,130	0,108
170	0,240	0,195	0,178	0,156	0,137	0,116	0,096
180	0,216	0,175	0,160	0,139	0,122	0,102	0,086
190	0,196	0,158	0,142	0,126	0,108	0,092	0,077
200	0,175	0,142	0,129	0,112	0,098	0,082	0,069
210	0,160	0,130	0,118	0,102	0,089	0,075	0,063
220	0,146	0,119	0,108	0,093	0,081	0,068	0,057

Обозначения: l — расчетная длина элемента; r — радиус инерции сечения.

При определении гибкости стержней из одиночных уголков радиус инерции сечения уголка r принимается: если стержни прикреплены только по концам, — минимальный; при наличии промежуточного закреп-

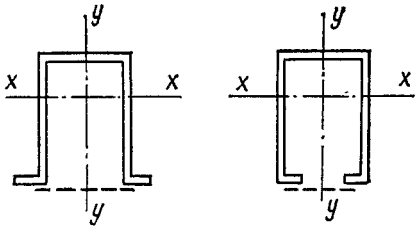


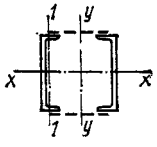
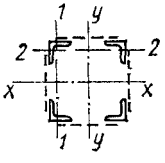
Рис. 4.1. П-образные сечения элементов

ления (распорки, шпренгели, связи и т. п.), предопределяющего направление выпучивания уголка в плоскости, параллельной одной из полок, — относительно оси, параллельной второй полке уголка.

Центрально-сжатые элементы со сплошными стенками открытого П-образного сечения при $\lambda_x<3\lambda_y$, где λ_x и λ_y — гибкости элемента относительно осей x и y (рис. 4.1), рекомендуется укреплять планками или решеткой.

При отсутствии планок или решетки такие элементы, помимо проверки по формуле (4.2), следует проверять на устойчивость при изгибно-крутильной форме потери устойчивости.

Таблица 4.7. **Приведенные гибкости $\lambda_{пр}$**

Сечение стержня	Соединительные элементы	Приведенные гибкости
	Планки	$\lambda_{пр}=\sqrt{\lambda_y^2+\lambda_1^2}$ (4.3)
	Решетки	$\lambda_{пр}=\sqrt{\lambda_y^2+K_1F/F_{p1}}$ (4.4)
	Планки	$\lambda_{пр}=\sqrt{\lambda^2+\lambda_1^2+\lambda_2^2}$ (4.5)
	Решетки	$\lambda_{пр}=\sqrt{\lambda^2+F\left(\frac{K_1}{F_{p1}}+\frac{K_2}{F_{p2}}\right)}$ (4.6)

Обозначения: λ_y — гибкость всего стержня относительно свободной оси; λ — наибольшая гибкость всего стержня; λ_1 и λ_2 — гибкость отдельных ветвей при изгибе их в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно *1—1* и *2—2*, на участках между приваренными планками (в свету) или между центрами крайних заклепок; F — площадь сечения всего стержня; F_{p1}, F_{p2} — площадь сечения раскосов решеток, лежащих в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно *1—1* и *2—2*; K_1 и K_2 — коэффициенты, принимаемые в зависимости от величины угла α_1 или α_2 между раскосом и ветвью (рис. 4.2) в плоскостях соответствующих решеток;

α_1 (α_2)	30°	40°	45—60°
K_1 (K_2)	45	31	27

Примечание. Формулы (4.3) и (4.5) справедливы при отношении погонных жесткостей планки и ветви $i_{пл}/l_в\geqslant5$; при $i_{пл}/l_в<5$ должно быть учтено влияние гибкости планки на значение приведенной гибкости.

Для составных центрально-сжатых стержней, ветви которых соединены планками или решетками, коэффициент продольного изгиба φ относительно свободной оси (перпендикулярной плоскости планок или решеток) следует определять по приведенной гибкости $\lambda_{пр}$, вычисляемой по формулам табл. 4.7.

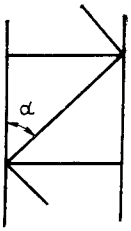


Рис. 4.2. Схема для определения угла наклона раскоса соединительной решетки

Гибкость отдельных ветвей λ_1 и λ_2 на участке между планками должна быть не более 40.

При наличии в одной из плоскостей вместо планок сплошного листа (например, по рис. 4.1) гибкость ветви вычисляют по радиусу инерции полусечения относительно его оси, перпендикулярной плоскости планок.

В составных стержнях с решетками помимо проверки устойчивости стержня в целом следует обеспечивать устойчивость отдельных ветвей на участках между узлами.

Составные элементы из уголков, швеллеров и т. п., соединенных вплотную или через прокладки, рассчитывают как сплошностенчатые при условии, что наибольшие расстояния между их соединениями (прокладками, шайбами и т. п.) не превышают: для сжатых элементов 40 r; для растянутых элементов 80 r, где r — радиус инерции уголка или швеллера относительно оси, параллельной плоскости расположения прокладок. При этом в пределах длины сжатого элемента следует ставить не менее двух прокладок. За длину сжатого элемента пояса сквозных конструкций (например, ферм) принимается его расчетная длина из плоскости фермы.

Соединительные элементы (планки или решетки) центрально-сжатых составных стержней рассчитывают на условную поперечную силу, принимаемую постоянной по всей длине стержня и определяемую по табл. 4.8.

Если соединительные элементы расположены в нескольких параллельных плоскостях, то поперечная сила $Q_{усл}$ распределяется: при наличии только соединительных планок или решеток — поровну между всеми системами планок (решеток); при наличии наряду с соединительными планками или решетками сплошного листа — пополам между сплошным листом и всеми системами планок (решеток).

Таблица 4.8. **Условные поперечные силы $Q_{усл}$**

Конструкции из стали класса	Условные поперечные силы $Q_{усл}$, кН
С38/23	0,20 F
С44/29	0,30 F
С46/33; С52/40	0,40 F
С60/45	0,50 F
С70/60	0,60 F
С85/75	0,70 F

Здесь F — площадь брутто всего сечения стержня, см².

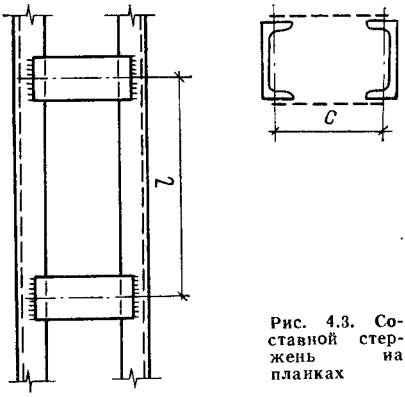


Рис. 4.3. Составной стержень на планках

Соединительные планки (рис. 4.3) рассчитывают как элементы безраскосных ферм на:

а) силу, срезывающую планку, по формуле

$$T = (Q_п\, l)/c; \qquad (4.7)$$

б) момент, изгибающий планку в ее плоскости, по формуле

$$M = (Q_п\, l)/2. \qquad (4.8)$$

В формулах (4.7) и (4.8): $Q_п$ — условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости; l — расстояние между центрами планок; c — расстояние между осями ветвей.

Соединительные решетки рассчитывают как решетки ферм. При расчете перекрестных раскосов крестовой решетки с распорками следует учитывать дополнительные усилия, возникающие в них от обжатия поясов.

Стержни, предназначенные для уменьшения расчетной длины сжатых элементов, рассчитывают на усилие, равное условной поперечной силе в основном сжатом стержне, определяемой по табл. 4.8.

4.3.2. Изгибаемые элементы

Прочность при изгибе в одной из главных плоскостей проверяют по формулам:

$$M/W_{нт} \leq R; \qquad (4.9)$$

$$\frac{QS}{J\delta} \leq R_{ср}, \qquad (4.10)$$

где S — статический момент (брутто) сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси; δ — толщина стенки; R и $R_{ср}$ — расчетные сопротивления стали соответственно изгибу и срезу.

При наличии ослабления отверстиями для заклепок или болтов касательные напряжения, определяемые по формуле (4.10), умножают на отношение $a/(a-d)$, где a —

шаг отверстий для заклепок или болтов; d — диаметр отверстия.

В стенках балок должны выполняться условия:

$$\left.\begin{array}{l}\sqrt{\sigma_x^2-\sigma_x\sigma_y+\sigma_y^2+3\tau_{xy}^2}\leqslant nRm;\\ \sigma_x\leqslant Rm;\ \sigma_y\leqslant Rm;\ \tau_{xy}\leqslant 0{,}6Rm,\end{array}\right\}\quad(4.11)$$

где σ_x и σ_y — нормальные напряжения в срединной плоскости стенки, параллельные и перпендикулярные оси балки; τ_{xy} — касательные напряжения, n — коэффициент, принимаемый на опорах неразрезных подкрановых балок $n=1{,}3$; для прочих балок $n=1{,}15$; m — коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 4.4; для прочих балок, не предусмотренных табл. 4.4, $m=1$; на опорах неразрезных подкрановых балок в зоне растяжения от изгиба $m=1$.

Все напряжения вычисляют по сечению нетто.

Местные напряжения в стенке подкрановых балок проверяют с учетом изгиба стенки от скручивания верхнего пояса.

Местное напряжение смятия $\sigma_м$ в стенке балки под сосредоточенным грузом, приложенным к поясу балки в местах, не укрепленных ребрами, определяют по формуле

$$\sigma_м=\frac{n_1P}{\delta z}\quad(4.12)$$

(оно не должно превышать расчетного сопротивления стали сжатию R), где P — расчетный сосредоточенный груз; для подкрановых балок — расчетное давление колеса крана без учета коэффициента динамичности; n_1 — коэффициент, принимаемый равным: 1,5 — для подкрановых балок под краны особого[1] режима работы с жестким подвесом; 1,3 — то же, при кранах с гибким подвесом; 1,1 — для прочих подкрановых балок; 1 — для остальных балок; δ — толщина стенки; z — условная длина распределения давления сосредоточенного груза, принимаемая равной:

а) при подвижной нагрузке

$$z=c\sqrt[3]{J_п/\delta}\,,\quad(4.13)$$

где c — коэффициент, принимаемый для сварных и прокатных балок 3,25; для клепаных балок 3,75; $J_п$ — сумма моментов инерции пояса балки и кранового рельса (в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса, $J_п$ — общий момент инерции рельса и пояса);

б) при непосредственном опирании на верхний пояс балки поперечной прокатной балки (рис. 4.4) или другой неподвижной конструкции

$$z=b+2h_1,\quad(4.14)$$

где b — ширина полки поперечной балки; h_1 — толщина верхнего пояса балки, если нижняя балка сварная (рис. 4.4, *а*), или расстояние от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная (рис. 4.4, *б*).

Аналогично должно быть проверено опорное сечение прокатной балки, не укрепленное ребрами жесткости.

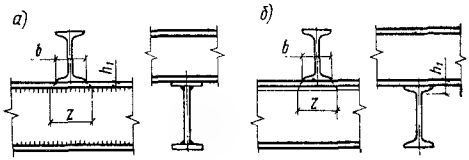


Рис. 4.4. Схемы для определения условной длины z распределения давления сосредоточенного груза на балку

а — сварную; *б* — прокатную

Таблица 4.9. **Наибольшие отношения l/b, при которых не требуется проверки устойчивости балок из стали класса С38/23**

Балки	h/b	Наибольшие значения l/b для балок с соотношением размеров					
		$h/\delta_1=100$			$h/\delta_1=50$		
		при нагрузке, приложенной		при наличии связей в пролете независимо от места приложения нагрузки	при нагрузке, приложенной		при наличии связей в пролете независимо от места приложения нагрузки
		к верхнему поясу	к нижнему поясу		к верхнему поясу	к нижнему поясу	
Сварные	2	16	25	19	17	26	20
	4	15	23	17	16	24	18
	6	13	21	16	15	22	17
Клепаные	2	21	30	22	30	42	33
	4	18	28	19	25	35	27
	6	16	25	18	21	32	24

Обозначения: l — расчетная длина балки, равная расстоянию между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений (узлы продольных или поперечных связей, точки опирания жесткого настила); при отсутствии связей l — пролет балки; b и δ_1 — ширина и толщина сжатого пояса; h — полная высота сечения балки.

Примечание. Для балок из стали других классов указанные значения l/b умножаются на $\sqrt{210/R}$ (R — в МПа).

[1] К кранам особого режима работы относятся краны весьма тяжелого режима работы, литейные и другие краны тяжелого режима работы, применяемые в металлургическом производстве.

Прочность изгибаемых элементов при изгибе в двух главных плоскостях проверяют по формуле

$$\frac{M_x}{J_{x\text{нт}}} y \pm \frac{M_y}{J_{y\text{нт}}} x \leqslant R, \qquad (4.15)$$

где x и y — координаты рассматриваемой точки сечения относительно его главных осей; $J_{x\text{нт}}$, $J_{y\text{нт}}$ — моменты инерции сечения нетто относительно осей соответственно x—x и y—y.

Разрезные балки постоянного сечения (прокатные и сварные) из стали классов С38/23, С44/29, С46/33, С52/40 и С60/45, несущие статическую нагрузку, проверяют на прочность по пластическому моменту сопротивления $W^{\text{п}}$ при условии, если соблюдаются следующие требования:

а) обеспечена общая устойчивость балки, для чего необходимо, чтобы значения l/b для сжатого пояса не превышали 0,7 значений, приведенных в табл. 4.9. Учет пластичности при расчете балок с менее развитым сжатым поясом допускается лишь при наличии сплошного жесткого настила;

б) отношение ширины свеса сжатого пояса сварной балки к его толщине не превышает $10\sqrt{210/R}$, где R — в МПа;

в) отношение расчетной высоты стенки h_0 к ее толщине δ не превышает $70\sqrt{210/R}$, где R — в МПа;

г) касательные напряжения в месте наибольшего изгибающего момента не превышают 0,3 R.

Прочность балок проверяют по формулам:

при изгибе в одной из главных плоскостей

$$\frac{M}{W^{\text{п}}_{\text{нт}}} \leqslant R; \qquad (4.16)$$

при изгибе в двух главных плоскостях балок двутаврового, швеллерного и коробчатого сечений

$$\frac{M_x}{W^{\text{п}}_{x\text{нт}}} + \frac{M_y}{W^{\text{п}}_{y\text{нт}}} \leqslant R. \qquad (4.17)$$

Здесь M, M_x, M_y, $W^{\text{п}}_{\text{нт}}$, $W^{\text{п}}_{x\text{нт}}$, $W^{\text{п}}_{y\text{нт}}$ — абсолютные значения изгибающих моментов и пластические моменты сопротивления ослабленного сечения.

Вводимое в расчет значение $W^{\text{п}}$ не должно превышать 1,2 W.

Для прокатных двутавровых и швеллерных профилей следует принимать при изгибе: в плоскости стенки $W^{\text{п}}=1{,}12\ W$; параллельно полкам $W^{\text{п}}=1{,}2\ W$.

При наличии зоны чистого изгиба соответствующий момент сопротивления принимают равным 0,5 $(W+W^{\text{п}})$.

В неразрезных и заделанных балках постоянного сечения (прокатных и сварных) с пролетами, отличающимися не более чем на 20%, несущих статическую нагрузку, при условии соблюдения указанных выше требований расчетный изгибающий момент определяется из условия выравнивания опорных и пролетных моментов; при этом прочность проверяют по формуле (4.9).

Разрешается принимать следующие значения расчетного момента:

а) в неразрезных балках со свободно опертыми концами — большее из значений

$$M_{\text{расч}} = \text{макс}\left\{\frac{M_1}{1+\frac{u}{l}}\right\}; \qquad (4.18)$$

$$M_{\text{расч}} = 0{,}5\ \text{макс}\ M_2, \qquad (4.19)$$

где M_1, M_2 — изгибающие моменты соответственно в крайнем и промежуточном пролетах, вычисленные как в свободно опертой однопролетной балке; u — расстояние от сечения, отвечающего моменту M_1, до крайней опоры; l — крайний пролет. Символ «макс.» означает, что следует найти максимум всего следующего за ним выражения;

б) в однопролетных и неразрезных балках с заделанными концами $M_{\text{расч}}=0{,}5\,M$, где M — наибольший из моментов, вычисленных как в балке с шарнирами на опорах;

в) в балке с одним заделанным и другим свободно опертым концом — как в крайнем пролете неразрезной балки по формуле (4.18).

В случае изгиба в двух главных плоскостях прочность проверяют по формуле (4.15).

Устойчивость балок проверяют по формуле

$$\frac{M}{\varphi_б W} \leqslant R, \qquad (4.20)$$

где M и W — изгибающий момент и момент сопротивления в плоскости наибольшей жесткости (W вычисляется для сжатого пояса); $\varphi_б$ — коэффициент, определяемый по нижеследующим указаниям.

Проверки устойчивости балок не требуется:

а) при передаче распределенной статической нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный (плиты железобетонные из тяжелого, легкого и ячеистого бетонов, металлический настил, волнистая сталь, асбестоцементные листы и т. п.);

б) для балок симметричного двутаврового сечения или с более развитым сжатым поясом при отношениях расчетной длины балки l к ширине сжатого пояса b, не превышающих значений, приведенных в табл. 4.9.

Для балок двоякосимметричного двутаврового сечения коэффициент $\varphi_б$ определяют по формуле

$$\varphi_б = \psi \frac{J_y}{J_x}\left(\frac{h}{l}\right)^2 10^3. \qquad (4.21)$$

Значения ψ принимают по табл. 4.10 и 4.11 в функции от параметра α, определяемого по формулам:

а) для прокатных двутавров

$$\alpha = 1{,}54\frac{J_к}{J_y}\left(\frac{l}{h}\right)^2, \qquad (4.22)$$

Таблица 4.10. **Коэффициенты ψ для двутавровых балок из стали класса С38/23**

α	Коэффициенты ψ				
	для балок без закреплений в пролете				при наличии не менее двух промежуточных закреплений верхнего пояса, делящих пролет на равные части, независимо от места приложения нагрузки
	при сосредоточенной нагрузке, приложенной		при равномерно распределенной нагрузке, приложенной		
	к верхнему поясу	к нижнему поясу	к верхнему поясу	к нижнему поясу	
0,1	1,73	5,00	1,57	3,81	2,17
0,4	1,77	5,03	1,60	3,85	2,20
1	1,85	5,11	1,67	3,90	2,27
4	2,21	5,47	1,98	4,23	2,56
8	2,63	5,91	2,35	4,59	2,90
16	3,37	6,65	2,99	5,24	3,50
24	4,03	7,31	3,55	5,79	4,00
32	4,59	7,92	4,04	6,25	4,45
48	5,60	8,88	4,90	7,13	5,23
64	6,52	9,80	5,65	7,92	5,91
80	7,31	10,59	6,30	8,58	6,51
96	8,05	11,29	6,93	9,21	7,07
128	9,40	12,67	8,05	10,29	8,07
160	10,59	13,83	9,04	11,30	8,95
240	13,21	16,36	11,21	13,48	10,86
320	15,31	18,55	13,04	15,29	12,48
400	17,24	20,48	14,57	16,80	13,91

Примечания: 1. При одном закреплении в середине пролета различают следующие случаи: сосредоточенная сила в середине пролета независимо от уровня приложения, $\psi=1{,}75\psi^*$; сосредоточенная сила в четверти пролета или равномерно распределенная нагрузка, приложенные к верхнему поясу, $\psi=1{,}14\,\psi^*$; сосредоточенная сила в четверти пролета, приложенная к нижнему поясу, $\psi=1{,}6\,\psi^*$; равномерно распределенная по нижнему поясу нагрузка, $\psi=1{,}3\,\psi^*$. Здесь под ψ^* понимается значение ψ по первой графе справа.

2. Для сталей классов С44/29 — С85/75 значения ψ должны быть умножены на отношение $210/R$, где R — в МПа.

Таблица 4.11. **Коэффициенты ψ для консолей двутаврового сечения из стали класса С38/23 при сосредоточенной нагрузке, приложенной к концу консоли**

α	Коэффициенты ψ при нагрузке, приложенной	
	к верхнему поясу	к нижнему поясу
4	1,57	6,52
6	1,98	6,70
8	2,32	6,87
10	2,67	7,03
12	3	7,19
14	3,30	7,35
16	3,60	7,50
24	4,50	8,10
32	5,30	8,60
40	5,90	9
100	9	12

Примечания: 1. Для сталей классов С44/29—С85/75 значения ψ должны быть умножены на отношение $210/R$, где R — в МПа.

2. При равномерно распределенной нагрузке по верхнему поясу консоли $\psi=1{,}42\sqrt{\alpha}$.

где $J_к$ — момент инерции при кручении; l — расчетная длина балки;

б) для сварных двутавров, составленных из трех листов, а также для клепаных двутавровых балок

$$\alpha = 8\left(\frac{l\delta_1}{bh}\right)^2\left(1+\frac{d\delta^3}{b\delta_1^3}\right), \qquad (4.23)$$

где для сварных балок: δ — толщина стенки балки; b и δ_1 — ширина и толщина пояса балки; h — полная высота сечения балки; $d=0{,}5\,h$; для клепаных балок: δ — сумма толщин стенки и вертикальных полок уголков; δ_1 — сумма толщин пояса и горизонтальной полки уголка; d — высота вертикальной полки уголка плюс толщина пакета горизонтальных листов.

Если $\varphi_б>0{,}85$, то вместо $\varphi_б$ в формулу (4.20) следует подставлять значение $\varphi_б'$, определяемое по табл. 4.12.

Таблица 4.12. **Коэффициенты $\varphi_б'$**

φ	$\varphi_б'$	φ	$\varphi_б'$
0,85	0,850	1,25	0,957
0,90	0,871	1,30	0,964
0,95	0,890	1,35	0,973
1,00	0,904	1,40	0,980
1,05	0,916	1,45	0,987
1,10	0,927	1,50	0,994
1,15	0,938	1,55	1,000
1,20	0,948		

Устойчивость балок швеллерного сечения проверяют так же, как балок двутаврового сечения; при этом α вычисляют по формуле (4.23) и найденные значения $\varphi_б$ умножают на 0,5 при приложении нагрузки в главной плоскости, параллельной стенке, и на 0,7 при приложении нагрузки в плоскости стенки.

4.3.3. Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом

Прочность внецентренно-сжатых (сжато-изогнутых) и внецентренно-растянутых (растянуто-изогнутых) элементов двутаврового, швеллерного и коробчатого профилей, не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, проверяют по формуле

$$\left(\frac{N}{F_{нт}R}\right)^{3/2}+\frac{M_x}{W^п_{xнт}R}+\frac{M_y}{W^п_{yнт}R}\leqslant 1, \qquad (4.24)$$

где N, M_x и M_y — абсолютные значения продольной силы и изгибающих моментов относительно осей x—x и y—y; $W^п_{xнт}$, $W^п_{yнт}$ — пластические моменты сопротивления ослабленного сечения относительно осей x—x и y—y.

Если $N/(F_{нт}R)<0{,}25$, то применение формулы (4.24) разрешается лишь при выполнении требований, предъявляемых к балкам, рассчитываемым на прочность по

Таблица 4.13. **Коэффициенты $\varphi^{вн}$ для проверки устойчивости внецентренно-сжатых (сжато-изогнутых) сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии**

Условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R/E}$	Коэффициенты $\varphi^{вн}$ при приведенном эксцентрицитете m_1																									
	0,1	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	8	9	10	12	14	17	20
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337	307	280	260	237	222	210	183	164	150	125	110	090	072
1	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307	283	259	240	225	209	196	175	157	142	122	105	088	068
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283	262	240	223	207	195	182	163	148	134	114	099	084	067
2	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286	260	240	222	206	193	182	170	153	138	125	107	094	079	065
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238	220	204	190	178	168	158	144	130	118	101	089	075	063
3	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217	202	187	175	166	156	147	135	123	112	096	086	072	060
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198	183	172	162	153	145	137	125	115	106	091	082	068	058
4	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181	168	158	149	140	135	127	118	108	098	087	078	065	056
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165	155	146	137	130	125	118	110	101	093	082	073	062	054
5	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150	143	135	126	120	117	111	103	095	088	077	070	060	052
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138	132	124	117	112	108	104	095	089	084	073	067	057	050
6	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128	120	115	109	104	100	096	089	084	079	069	064	055	048
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117	112	106	101	097	094	089	083	080	074	066	061	052	045
7	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108	102	098	094	091	087	083	078	074	070	063	058	050	043
8	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091	087	083	081	078	076	074	068	065	062	056	052	045	039
9	122	117	112	107	103	100	098	096	090	088	085	082	079	075	072	069	066	065	064	061	058	055	051	046	042	036
10	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069	065	062	060	059	058	057	055	052	049	045	041	038	034
11	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060	057	055	053	052	051	050	048	046	044	041	036	034	032
12	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052	051	050	049	048	047	046	044	042	040	038	034	032	029
13	062	061	054	053	052	051	051	050	050	049	043	048	047	045	044	043	042	041	041	039	038	037	035	033	030	027
14	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	042	041	040	040	039	039	038	037	036	036	033	032	028	026

Примечания: 1. Значения коэффициентов $\varphi^{вн}$ в таблице увеличены в 1000 раз.

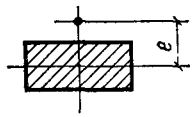
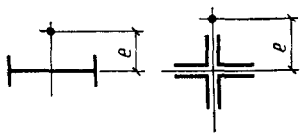
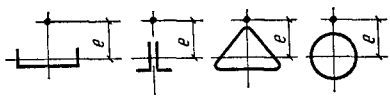
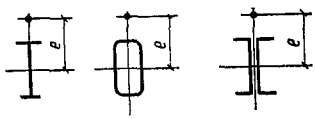
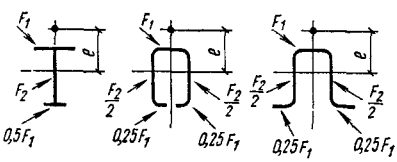
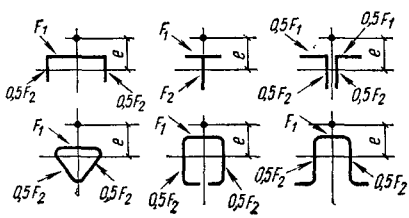
2 Значения $\varphi^{вн}$ принимаются не выше значений φ, приведенных в табл. 4.6.

Таблица 4.14 **Коэффициенты $\varphi^{вн}$ для проверки устойчивости внецентренно-сжатых (сжато-изогнутых) сквозных стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии**

Приведенная условная гибкость $\bar{\lambda}_{пр} = \lambda_{пр}\sqrt{R/E}$	Коэффициенты $\varphi^{вн}$ при относительном эксцентриситете m																									
	0,1	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	8	9	10	12	14	17	20
0,5	908	800	666	571	500	444	400	364	333	286	250	222	200	182	167	154	143	133	125	111	100	091	077	067	056	048
1	872	762	640	553	483	431	387	351	328	280	243	218	197	180	165	151	142	131	121	109	098	090	077	066	055	046
1,5	830	727	600	517	454	407	367	336	311	271	240	211	190	178	163	149	137	128	119	108	096	088	077	065	053	046
2	774	673	556	479	423	381	346	318	293	255	228	202	183	170	156	143	132	125	117	106	095	086	076	064	052	045
2,5	708	608	507	439	391	354	322	297	274	238	215	192	175	162	148	136	127	120	113	103	093	083	074	062	051	044
3	637	545	455	399	356	324	296	275	255	222	201	182	165	153	138	130	121	116	110	100	091	081	071	061	051	043
3,5	562	480	402	355	320	294	270	251	235	206	187	170	155	143	130	123	115	110	106	096	088	078	069	059	050	042
4	484	422	357	317	288	264	246	228	215	191	173	160	145	133	124	118	110	105	100	093	084	076	067	057	049	041
4,5	415	365	315	281	258	237	223	207	196	176	160	149	136	124	116	110	105	100	096	089	079	073	065	055	048	040
5	350	315	277	250	230	212	201	188	178	161	149	138	127	117	108	104	100	095	092	086	076	071	062	054	047	039
5,5	300	273	245	223	203	192	182	172	163	147	137	128	118	110	102	098	095	091	087	081	074	068	059	052	046	039
6	255	237	216	198	183	174	165	156	149	135	126	119	109	103	097	093	090	085	083	077	070	065	056	051	045	038
6,5	221	208	190	178	165	157	149	142	137	124	117	109	102	097	092	088	085	080	077	072	066	061	054	050	044	037
7	192	184	168	160	150	141	135	130	125	114	108	101	095	091	087	083	079	076	074	068	063	058	051	047	043	036
8	148	142	136	130	123	118	113	108	105	097	091	085	082	079	077	073	070	067	065	060	055	052	048	044	041	035
9	117	114	110	107	102	098	094	090	087	082	079	075	072	069	067	064	062	059	056	053	050	048	045	042	039	035
10	097	094	091	090	087	084	080	076	073	070	067	064	062	060	058	056	054	052	050	047	045	043	041	038	036	033
11	082	078	077	076	073	071	068	066	064	060	058	056	054	053	052	050	048	046	044	043	042	041	038	035	032	030
12	068	066	064	063	061	060	058	057	056	054	052	050	049	048	047	045	043	042	040	039	038	037	034	032	030	028
13	060	059	054	053	052	051	050	049	049	048	047	046	045	044	044	042	041	040	038	037	036	035	032	030	028	026
14	050	049	048	047	046	043	045	044	043	043	042	042	041	041	040	039	039	038	037	036	035	034	031	029	027	025

Примечания: 1. Значения коэффициентов $\varphi^{вн}$ в таблице увеличены в 1000 раз.
2. Значения $\varphi^{вн}$ принимаются не выше значений φ, приведенных в табл. 4.6

Таблица 4.15 **Коэффициенты η влияния формы сечения для вычисления приведенного эксцентриситета $m_1 = \eta m$**

Тип сечения	Схема сечения	F_1/F_2	Значения η при $0 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 5$, $0{,}1 \leqslant m < 5$	$0 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 5$, $5 \leqslant m \leqslant 20$	$\bar{\lambda} > 5$, $0{,}1 \leqslant m \leqslant 20$
1		—	1	1	1
2		—	$0{,}8 + 0{,}04\,\bar{\lambda}$	1	1
3		—	$1{,}3 - 0{,}06\,\bar{\lambda}$	$1{,}2 - 0{,}04\,\bar{\lambda}$	1
4		—	$1{,}75 - 0{,}13\,\bar{\lambda}$	$1{,}5 - 0{,}08\,\bar{\lambda}$	1,1
5		$\leqslant 1$	$1{,}8 - 0{,}12\,\bar{\lambda}$	$1{,}6 - 0{,}08\,\bar{\lambda}$	1,2
		> 1	$2 - 0{,}1\,\bar{\lambda}$	$1{,}9 - 0{,}08\,\bar{\lambda}$	1,5
6		0,5	$1{,}5 + 0{,}04\,m$	1,7	1,7
		1	$1{,}75 + 0{,}15\,m$	2,5	2,5
		1,5	$2{,}25 + 0{,}25\,m$	3,5	3,5

Примечание. Для сечений типа 6 относительные эксцентриситеты m_1 не должны превышать значений, приведенных в следующей таблице:

$F_1/F_2 \leqslant 1$			$F_1/F_2 \leqslant 1{,}5$		
$1 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 2{,}5$	$2{,}5 < \bar{\lambda} < 5$	$\bar{\lambda} > 5$	$1 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 3{,}5$	$3{,}5 < \bar{\lambda} \leqslant 6{,}5$	$\bar{\lambda} > 6{,}5$
$m_1 \leqslant 2\,\bar{\lambda}$	$m_1 \leqslant 6\,\bar{\lambda} - 10$	$0{,}1 \leqslant m_1 \leqslant 20$	$m_1 \leqslant 1{,}6\,\bar{\lambda} - 0{,}6$	$m_1 \leqslant 5\,\bar{\lambda} - 12{,}5$	$0{,}1 \leqslant m_1 \leqslant 20$

пластическому моменту сопротивления. В прочих случаях проверка производится по формуле

$$\frac{N}{F_{нт}} \pm \frac{M_x}{J_{xнт}} y \pm \frac{M_y}{J_{yнт}} x \leqslant R, \quad (4.25)$$

где x и y — координаты рассматриваемой точки сечения относительно его главных осей.

При отсутствии ослабления сечения и при одинаковых значениях изгибающих моментов, принимаемых в расчетах на прочность и устойчивость, если приведенный эксцентрицитет $m_1 \leqslant 20$, проверки внецентренно-сжатых элементов на прочность не требуется.

Внецентренно-сжатые (сжато-изогнутые) элементы должны проверяться на устойчивость как в плоскости действия момента (плоская форма потери устойчивости), так и из плоскости действия момента (изгибно-крутильная форма потери устойчивости).

Устойчивость внецентренно-сжатых элементов постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, проверяется по формуле

$$\frac{N}{\varphi^{вн} F} \leqslant R, \quad (4.26)$$

где N — продольная сила, приложенная с эксцентрицитетом $e=M/N$; F — площадь поперечного сечения элемента брутто; $\varphi^{вн}$ — коэффициент, определяемый: для сплошностенчатых стержней по табл. 4.13 в зависимости от условной гибкости стержня $\bar{\lambda}=\lambda\sqrt{R/E}$ и приведенного эксцентрицитета $m_1=\eta m$ (где m — относительный эксцентрицитет; η — коэффициент влияния формы сечения); для сквозных стержней — по табл. 4.14 в зависимости от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{пр}=\lambda_{пр}\sqrt{R/E}$ и относительного эксцентрицитета m.

Для сплошностенчатых стержней относительный эксцентрицитет $m=e\frac{F}{W}$, где W вычисляется для наиболее сжатого волокна.

Для сквозных стержней с решетками или планками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, относительный эксцентрицитет определяют по формуле

$$m_x = e_x \frac{Fy_1}{J_x} \text{ или } m_y = e_y \frac{Fx_1}{J_y}, \quad (4.27)$$

где x_1 и y_1 — расстояние от оси $y-y$ или $x-x$ до оси наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до оси стенки ветви.

Коэффициент влияния формы сечения η принимают по табл. 4.15.

Приведенную гибкость $\lambda_{пр}$ для сквозных стержней определяют по формулам табл. 4.7.

При приведенном эксцентрицитете $m_1 > 20$ проверки устойчивости по формуле (4.26) не требуется.

Расчетные значения изгибающих моментов M, необходимые для вычисления эксцентрицитета $e=M/N$, принимают равными: для колонн постоянного сечения рамных систем — наибольшему моменту в пределах длины колонны; для ступенчатых колонн — максимальному моменту на длине участка постоянного сечения; для консолей — моменту в заделке; для стержней с шарнирно-опертыми концами, имеющих одну плоскость симметрии, совпадающую с плоскостью изгиба, — моменту, определяемому по формулам табл. 4.16.

Таблица 4.16. Расчетные моменты M для стержней с шарнирно-опертыми концами

Относительный эксцентрицитет	Значение M при гибкости	
	$\bar{\lambda}<4$	$\bar{\lambda}\geqslant 4$
$m\leqslant 3$	$M=M_2=M_{макс}-\frac{\bar{\lambda}}{4}(M_{макс}-M_1)$	$M=M_1$
$3<m\leqslant 20$	$M=M_2+\frac{m-3}{17}\times(M_{макс}-M_2)$	$M=M_1+\frac{m-3}{17}\times(M_{макс}-M_1)$

Обозначения: $M_{макс}$ — наибольший изгибающий момент в пределах длины стержня; M_1 — наибольший изгибающий момент в пределах средней трети длины стержня, но не менее $0{,}5\,M_{макс}$; M_2 — расчетный момент при $m\leqslant 3$ и $\bar{\lambda}<4$; $\bar{\lambda}$ — условная гибкость, принимаемая $\bar{\lambda}=\lambda\sqrt{R/E}$; m — относительный эксцентрицитет, принимаемый $m=\frac{M_{макс}}{N}\frac{F}{W}$.

Примечание. Во всех случаях принимается $M\geqslant 0{,}5\,M_{макс}$.

Расчетные значения эксцентрицитетов m_1 для стержней с шарнирно-опертыми концами, имеющих две плоскости симметрии, вычисляют по табл. 4.17.

Устойчивость внецентренно-сжатых элементов постоянного сечения из плоскости действия момента при их изгибе в плоскости наибольшей жесткости ($J_x>J_y$), совпадающей с плоскостью симметрии, проверяют по формуле

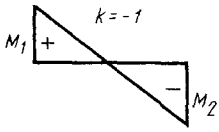
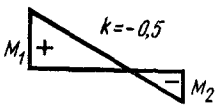
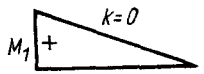
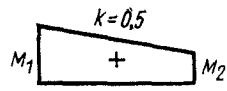
$$\frac{N}{c\varphi_y F} \leqslant R, \quad (4.28)$$

где φ_y — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 4.6;

$$c=\frac{\beta}{1+\alpha m_x}, \quad (4.29)$$

где α и β — коэффициенты, принимаемые по табл. 4.18.

Таблица 4.17. **Расчетные эксцентрицитеты m_1 для стержней с шарнирно-опертыми концами**

$k=\frac{M_2}{M_1}$	$\bar{\lambda}=\lambda\sqrt{R/E}$	Расчетные эксцентрицитеты m_1 при относительном эксцентрицитете m', равном										
		0,1	0,5	1	1,5	2	3	4	5	7	10	20
	1	0,10	0,30	0,68	1,12	1,60	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,17	0,39	0,68	1,03	1,80	2,75	3,72	5,65	8,60	18,50
	3	0,10	0,10	0,22	0,36	0,55	1,17	1,95	2,77	4,60	7,40	17,20
	4	0,10	0,10	0,10	0,18	0,30	0,57	1,03	1,78	3,35	5,90	15,40
	5	0,10	0,10	0,10	0,10	0,15	0,23	0,48	0,95	2,18	4,40	13,40
	6	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,15	0,18	0,40	1,25	3,00	11,40
	7	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,50	1,70	9,50
	1	0,10	0,31	0,68	1,12	1,60	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,22	0,48	0,73	1,05	1,88	2,75	3,72	5,65	8,60	18,50
	3	0,10	0,17	0,38	0,58	0,80	1,33	2,00	2,77	4,60	7,40	17,20
	4	0,10	0,14	0,32	0,49	0,66	1,05	1,52	2,22	3,50	5,90	15,40
	5	0,10	0,10	0,26	0,41	0,57	0,95	1,38	1,80	2,95	4,70	13,40
	6	0,10	0,16	0,28	0,40	0,52	0,95	1,25	1,60	2,50	4,00	11,50
	7	0,10	0,22	0,32	0,42	0,55	0,95	1,10	1,35	2,20	3,50	10,80
	1	0,10	0,32	0,70	1,12	1,60	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,28	0,60	0,90	1,28	1,96	2,75	3,72	5,65	8,60	18,50
	3	0,10	0,27	0,55	0,84	1,15	1,75	2,43	3,17	4,80	7,40	17,20
	4	0,10	0,26	0,52	0,78	1,10	1,60	2,20	2,83	4,00	6,30	15,40
	5	0,10	0,25	0,52	0,78	1,10	1,55	2,10	2,78	3,85	5,90	14,50
	6	0,10	0,28	0,52	0,78	1,10	1,55	2,00	2,70	3,80	5,60	13,80
	7	0,10	0,32	0,52	0,78	1,10	1,55	1,90	2,60	3,75	5,50	13,00
	1	0,10	0,40	0,80	1,23	1,68	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,40	0,78	1,20	1,60	2,30	3,15	4,10	5,85	8,60	18,50
	3	0,10	0,40	0,77	1,17	1,55	2,30	3,10	3,90	5,55	8,15	18,00
	4	0,10	0,40	0,75	1,13	1,55	2,30	3,05	3,80	5,30	7,60	17,50
	5	0,10	0,40	0,75	1,10	1,55	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	17,00
	6	0,10	0,40	0,75	1,10	1,50	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	16,50
	7	0,10	0,40	0,75	1,10	1,40	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	16,00

$m'=\eta e\frac{F}{W}=\eta\frac{M_1}{N}\frac{F}{W}$, где M_1 — больший из концевых моментов.

При определении m_x за расчетный момент M_x принимают: для стержней с концами, закрепленными от смещения перпендикулярно плоскости действия момента, — максимальный момент в пределах средней трети длины (но не менее половины наибольшего по длине стержня момента); для консолей — момент в заделке.

При гибкости λ_y, превышающей λ_c по табл. 4.19, коэффициент c не должен превышать: для стержней замкнутого сечения — единицы; для стержней двояко симметричного двутаврового сечения — значений, указанных в табл. 4.20.

Внецентренно-сжатые элементы при изгибе в плоскости наименьшей жесткости ($J_y<J_x$ и $e_y\neq 0$) и при $\lambda_x>\lambda_y$ кроме проверки по формуле (4.26) должны проверяться на устойчивость из плоскости действия момента как центрально-сжатые стержни по формуле

$$N/(\varphi_x F)\leqslant R, \qquad (4.30)$$

где φ_x — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 4.6.

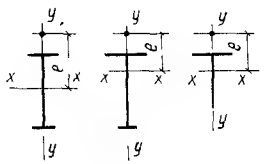
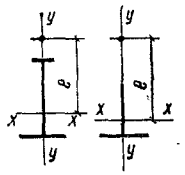
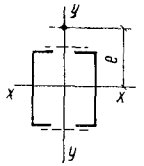
При $\lambda_x\leqslant\lambda_y$ проверки устойчивости из плоскости действия момента не требуется.

В составных внецентренно-сжатых элементах с решетками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, кроме проверки стержня в целом по формуле (4.26) должны быть проверены отдельные ветви как центрально-сжатые стержни по формуле (4.2).

Продольная сила в каждой ветви определяется при этом с учетом дополнительного усилия $N^{в}_{доп}$ от изгибающего момента; значение этого усилия при параллельных ветвях (поясах) определяется по формуле $N^{в}_{доп}=M/h$, где h — расстояние между осями ветвей (поясов).

При аналогичной проверке отдельных ветвей составных элементов с планками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, должен быть учтен местный изгиб ветвей от фактической поперечной силы (как в поясах безраскосной фермы).

Таблица 4.18. **Коэффициенты α и β в формуле (4.29)**

		Открытые сечения двутавровые и тавровые		Замкнутые сечения сплошные или с решетками (планками)
Относительный эксцентриситет				
α	$m \leqslant 1$	0,7	$1-0,3\dfrac{J_2}{J_1}$	0,6
	$1<m\leqslant 5$	$0,7+0,05\ (m-1)$	$1-[0,3-0,5\ (m-1)]\dfrac{J_2}{J_1}$	$0,6+0,05\ (m-1)$
	$m>5$	0,9	$1-0,1\dfrac{J_2}{J_1}$	0,8
β	При $\lambda_y \leqslant \lambda_c$	1	1	1
	При $\lambda_y > \lambda_c$	$\dfrac{0,58}{\varphi_y}$	$1-\left(1-\dfrac{0,58}{\varphi_y}\right)\left(2\dfrac{J_2}{J_1}-1\right)$ При $J_2/J_1<0,5$ значение $\beta=1$	$\dfrac{0,58}{\varphi_y}$

Обозначения: I_1 и I_2 — моменты инерции соответственно большей и меньшей полок относительно оси симметрии сечения $y-y$; λ_c — наименьшее значение гибкости стержня, при котором центрально-сжатый стержень теряет устойчивость в упругой стадии, определяемое по табл. 4.19.

Примечание. Пользование коэффициентами, установленными для стержней замкнутого сечения, допускается только при наличии не менее двух промежуточных диафрагм по длине стержня. В противном случае следует пользоваться коэффициентами, установленными для стержней открытого двутаврового сечения.

Таблица 4.19. **Гибкость стержней λ_c**

Класс стали	С38/23	С44/29	С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/75
λ_c	100	92	88	86	77	70	63

Таблица 4.20. **Наибольшие значения коэффициентов c при $\lambda_y > \lambda_c$**

$l\delta_1$ / bh	M_x/Nh														
	0	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90	1,05	1,20	1,35	1,50	2,25	3	3,75	7,5
0,1	1	0,88	0,69	0,56	0,46	0,39	0,34	0,30	0,27	0,24	0,22	0,15	0,12	0,10	0,049
0,5	1	0,89	0,73	0,59	0,50	0,42	0,37	0,32	0,30	0,27	0,24	0,17	0,13	0,11	0,054
0,8	1	0,91	0,77	0,64	0,54	0,47	0,41	0,36	0,33	0,30	0,27	0,19	0,15	0,12	0,062
1,0	1	0,93	0,80	0,67	0,58	0,50	0,44	0,39	0,35	0,32	0,30	0,21	0,16	0,13	0,068
1,5	1	0,95	0,85	0,74	0,66	0,58	0,52	0,47	0,43	0,39	0,37	0,26	0,20	0,18	0,086
2,0	1	0,97	0,90	0,80	0,73	0,66	0,60	0,54	0,50	0,45	0,42	0,31	0,24	0,22	0,105
2,5 и более	1	0,99	0,95	0,85	0,78	0,72	0,66	0,61	0,56	0,52	0,49	0,36	0,28	0,24	0,126

Обозначения: h — высота сечения; b и δ_1 — ширина и толщина пояса; l — расчетная длина в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента; M_x — расчетный момент.

Устойчивость элементов со сплошной стенкой, подверженных сжатию и изгибу в обеих главных плоскостях, при совпадении плоскости наибольшей жесткости ($J_x>J_y$) и плоскости симметрии проверяется по формуле

$$N/\left(\varphi_{xy}^{\text{вн}} F\right) \leqslant R, \qquad (4.31)$$

где $\varphi_{xy}^{\text{вн}} = \varphi_y^{\text{вн}}\sqrt{c}$; $\varphi_y^{\text{вн}}$ определяется по табл. 413; c — по формуле (4.29).

При вычислении $m_{1y}=\eta m_y$ для стержней двутаврового сечения с неодинаковыми полками коэффициент влияния формы сечения η определяется по сечению 2 табл. 4.15. Если $m_{1y}<0,8\ m_x$, то помимо проверки

по формуле (4.31) следует произвести проверку по формулам (4.26) и (4.28), принимая $e_y=0$. Если $\lambda_x>\lambda_y$, следует произвести дополнительную проверку по формуле (4.26), принимая $e_y=0$.

В случае несовпадения плоскости наибольшей жесткости ($J_x>J_y$) и плоскости

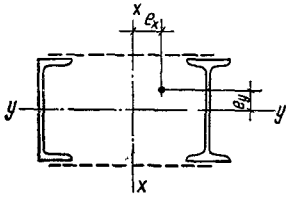


Рис. 4.5. Составное сечение стержня из двух сплошностенчатых ветвей

симметрии расчетное значение m_x увеличивают на 25%.

Составные стержни из двух сплошностенчатых ветвей с решетками в двух параллельных плоскостях (рис. 4.5), подверженные сжатию и изгибу в обеих главных плоскостях, следует проверять:

на устойчивость стержня в целом в плоскости, параллельной плоскостям решеток, считая при этом эксцентрицитет $e_y=0$ (см. рис. 4.5);

на устойчивость отдельных ветвей как внецентренно-сжатых элементов по формулам (4.26) и (4.28); при этом продольная сила в каждой ветви определяется с учетом дополнительного усилия от момента M_x, а момент M_y разрешается распределять между ветвями пропорционально их жесткостям; если M_y действует в плоскости одной из ветвей, то разрешается считать его полностью передающимся на эту ветвь.

При проверке отдельной ветви по формуле (4.28) гибкость ее определяют по максимальному расстоянию между узлами решетки.

Соединительные элементы (решетки или планки) составных внецентренно-сжатых стержней следует рассчитывать на поперечную силу, равную большей из величин: фактической поперечной силы или условной поперечной силы $Q_{усл}$, вычисленной по табл. 4.8.

В случае, когда фактическая поперечная сила больше условной, соединение ветвей составных внецентренно-сжатых элементов с помощью планок, как правило, не допускается.

4.3.4. Опорные части

Неподвижные шарнирные опоры с центрирующими прокладками и тангенциальные опоры, а при весьма больших реакциях балансирные опоры следует применять при необходимости строго равномерного распределения давления под опорой.

В случаях, когда нижележащая конструкция должна быть разгружена от горизонтальных усилий, возникающих при неподвижном опирании балки или фермы, следует применять плоские или катковые подвижные опоры.

Коэффициент трения в плоских подвижных опорах принимается равным 0,3, в катках — 0,03.

В цилиндрических шарнирах (цапфах) балансирных опор (при центральном угле касания поверхностей, равном или большем $\pi/2$), напряжения смятия проверяют по формуле

$$\frac{A}{1{,}25rl} \leqslant R_{см.м}, \qquad (4.32)$$

где A — давление на опору; r — радиус шарнира; l — длина шарнира; $R_{см.м}$ — расчетное сопротивление местному смятию при плотном касании.

Расчет на диаметральное сжатие катков производится по формуле

$$\frac{A}{ndl} \leqslant R_{с.к}, \qquad (4.33)$$

где A — то же, что в формуле (4.32); n — число катков; d — диаметр катка; l — длина катка; $R_{с.к}$ — расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков при свободном касании.

4.4. РАСЧЕТНЫЕ ДЛИНЫ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

4.4.1. Плоские фермы и связи

Расчетные длины l_0 при определении гибкости элементов с симметричными относительно плоскости фермы сечениями, за исключением пересекающихся стержней ферм с перекрестной решеткой, должны приниматься по табл. 4.21.

Расчетные длины l_0 пересекающихся стержней фермы с перекрестной решеткой при определении их гибкости следует принимать (рис. 4.6, *г*): в плоскости фермы —

Таблица 4.21. Расчетные длины l_0 элементов плоских ферм (за исключением пересекающихся стержней ферм с перекрестной решеткой)

Направление продольного изгиба	Расчетная длина l_0		
	поясов	опорных раскосов и опорных стоек	прочих элементов решетки
В плоскости фермы	l	l	$0{,}8\,l$
В направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы)	l_1	l_1	l_1

Обозначения, принятые в таблице и на рис 4 6: l — геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов) в плоскости фермы; l_1 — расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы (поясами ферм, специальными связями, жесткими плитами покрытий, прикрепленными к поясу сварными швами или болтами, и т. п.).

Примечания: 1. Если по длине l_1 элемента действуют сжимающие усилия N_1 и $N_2<N_1$ (рис 4.7), то устойчивость этого элемента из плоскости фермы проверяется на большее усилие N_1 при расчетной длине $l_0=l_1(0{,}75+0{,}25\frac{N_2}{N_1})$.

2 Для отдельных элементов решетки из одиночных уголков расчетная длина l_0 принимается равной их геометрической длине.

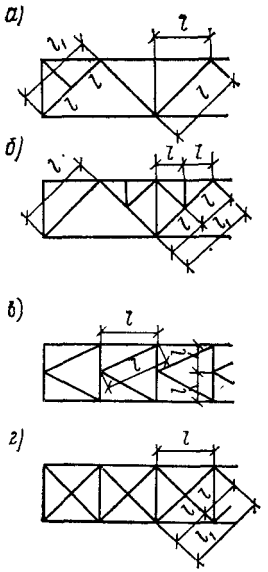


Рис. 4.6. Схема ферм для определения расчетных длин элементов

а — треугольная решетка со стойками; *б* — то же, со шпренгелем; *в* — полураскосная треугольная решетка; *г* — перекрестная решетка со стойками

Рис. 4.7. Схемы для определения расчетной длины элемента с различными усилиями N_1 и N_2 по его длине

а — схема связей между фермами (вид сверху); *б* — схема фермы

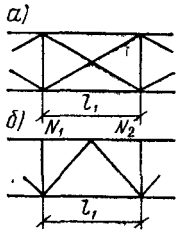


Таблица 4.22. **Расчетные длины l_0 из плоскости фермы сжатых стержней перекрестной решетки**

Характеристика узла пересечения стержней решетки	Расчетная длина l_0, если поддерживающий стержень		
	растянут	не работает	сжат
Оба стержня не прерываются	l	$0{,}7\ l_1$	l_1
Поддерживающий стержень прерывается и перекрывается фасонкой	$0{,}7\ l_1$	l_1	$1{,}4\ l_1$

Обозначения: l — расстояние от центра узла фермы до пересечения стержней; l_1 — полная геометрическая длина сжатого стержня.

равными расстоянию от центра узла фермы до точки их пересечения ($l_0=l$); из плоскости фермы — по табл. 4.22.

Радиусы инерции сечений сжатых элементов из одиночных уголков при $l_0=l$ принимаются равными $r_{мин}$; при $l_0 \geqslant 0{,}7\ l_1$ — относительно оси сечения уголка, параллельной плоскости фермы.

Таблица 4.23. **Расчетные длины l_0 и радиусы инерции сечений элементов пространственных решетчатых конструкций**

Конструкция	Пояса		Элементы решетки		
	расчетная длина l_0	радиус инерции r	расчетная длина l_0		радиус инерции r
			раскоса	стойки	
С совмещенными в смежных гранях узлами (рис. 4.8, *а*, *б*)	$l_п$	$r_{мин}$	$\mu_р\ l_р$	$0{,}8\ l_с$	$r_{мин}$
С несовмещенными в смежных гранях узлами (рис. 4.8, *в*, *г*)	$\mu_п\ l_п$	r_x или r_y	$\mu_р\ l_р$	—	$r_{мин}$

Обозначения: $\mu_п$ — коэффициент расчетной длины пояса, определяемый по табл. 4.24; $\mu_р$ — коэффициент расчетной длины раскоса, определяемый по табл. 4.25.

Таблица 4.24. **Коэффициенты $\mu_п$ при прикреплении раскосов к поясу сварными швами, а также двумя и более болтами или заклепками, расположенными вдоль раскоса**

$i_п/i_р$	1	1,25	2,5	5	10
$\mu_п$	0,98	1	1,03	1,08	1,13

Обозначения. $\dfrac{i_п}{i_р} = \dfrac{J_{п.\,мин}\ l_р}{J_{р.\,мин}\ l_п}$ — отношение наименьших погонных жесткостей пояса и раскоса; $J_{п.\,мин}$, $J_{р\ мин}$ — наименьшие моменты инерции сечений пояса и раскоса.

Примечание. Если раскосы прикреплены к поясу одним болтом или одной заклепкой, принимается $\mu_п = 1{,}14$.

4.4.2. Пространственные решетчатые конструкции из одиночных уголков

Расчетные длины l_0 и радиусы инерции сечений при определении гибкости элементов пространственных решетчатых конструкций из одиночных уголков следует принимать по табл. 4.23.

4.4.3. Колонны (стойки)

Расчетные длины l_0 колонн (стоек) или отдельных их участков (в случае ступенчатых колонн) определяют по формуле

$$l_0 = \mu l,$$

где l — длина колонны, отдельного участка ее или высота этажа; μ — коэффициент рас-

Таблица 4.25 **Коэффициенты $\mu_р$ при прикреплении раскосов к поясу сварными швами, а также болтами или заклепками, расположенными вдоль раскоса**

Соединение раскоса с поясом	$i_п/i_р$	$l_р/r_{мин}$						
		≤80	100	120	140	160	180	200
Сварными швами	≤2	0,98	0,89	0,83	0,77	0,74	0,72	0,70
Двумя и более болтами или заклепками	≥6	0,92	0,84	0,78	0,74	0,70	0,70	0,70
Одним болтом или одной закрепкой	Независимо от отношения $i_п/i_р$	1	0,94	0,88	0,83	0,80	0,78	0,77

Обозначения: $i_п/i_р$ — то же, что в табл. 4.24; $l_р$ — длина раскоса по рис. 4.8, $r_{мин}$ — минимальный радиус инерции сечения раскоса.

Таблица 4.26. **Коэффициенты μ для определения расчетных длин колонн и стоек постоянного сечения (кроме колонн с упругим защемлением концов)**

№ п/п	Схема закрепления и нагрузки	μ	№ п/п	Схема закрепления и нагрузки	μ
1		2	3		0,7
2		1	4		0,5

Продолжение табл. 4.26

№ п/п	Схема закрепления и нагрузки	μ	№ п/п	Схема закрепления и нагрузки	μ
5		1	7		0,725
6		2	8		1,12

четной длины, определяемый по следующим указаниям.

Коэффициенты μ для определения расчетной длины колонн и стоек постоянного сечения в зависимости от условий закрепления их концов принимают по табл. 4.26 и 4.27.

При определении коэффициентов расчетной длины μ для ступенчатых колонн рам одноэтажных производственных зданий разрешается:

а) не учитывать влияния степени загружения и жесткости соседних колонн;

б) определять расчетные длины колонн лишь для комбинации нагрузок, дающей наибольшие значения продольных сил на отдельных участках колонн, и полученные значения μ использовать для других комбинаций нагрузок;

в) для многопролетных рам (с числом пролетов два и более) при наличии сплошного диска (жесткой кровли, систем продольных связей), связывающего поверху все колонны и обеспечивающего пространственную работу сооружения, определять расчетные длины колонн как для стоек неподвижно закрепленных на уровне ригелей.

Одноступенчатые колонны. Коэффициенты расчетной длины μ_1 для нижнего участка одноступенчатой колонны принимаются в зависимости от отношения погонных жесткостей участков

$$\frac{i_2}{i_1} = \frac{J_2 l_1}{J_1 l_2}$$

и значения $C_1 = \frac{l_2}{l_1}\sqrt{\frac{J_1}{J_2 t}}$:

при верхнем конце, свободном от всяких закреплений, — по табл. 4.28;

при верхнем конце, закрепленном от поворота и при возможности свободного его смещения, — по табл. 4.29.

Здесь J_1, J_2 и l_1, l_2 — моменты инерции сечений и длины соответственно нижнего и верхнего участков колонны (рис. 4.9); $t = (P_1+P_2)/P_2$.

При неподвижном верхнем конце, шарнирно-опертом или закрепленном от поворота, значения коэффициента μ_1 для нижнего участка колонны определяются по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (t-1)}{t}}, \quad (4.34)$$

где μ_{12} — коэффициент расчетной длины нижнего участка при $P_1=0$; μ_{11} — коэффициент расчетной длины нижнего участка при $P_2=0$.

Значения коэффициентов μ_{12} и μ_{11} принимаются: при шарнирно-опертом верхнем

Таблица 4.27. **Коэффициенты μ для колонн постоянного сечения одноэтажных рам (при определении расчетной длины в плоскости рамы при нагружении верхних узлов)**

Закрепление нижнего конца колонны в фундаменте	Коэффициенты μ при $i_р/i_к$							
	0	0,2	0,3	0,5	1	2	3	10
Жесткое	2	1,5	1,4	1,28	1,16	1,08	1,06	1
Шарнирное	—	3,42	3	2,63	2,33	2,17	2,11	2

Обозначения. $i_р$ — сумма погонных жесткостей ригелей, примыкающих к проверяемой колонне; $i_к$ — погонная жесткость колонны.

Примечания: 1. При шарнирном креплении ригеля к колонне принимается $i_р/i_к=0$.

2. При неравномерном распределении нагрузки между колоннами и наличии сплошного диска (жесткой кровли, продольных связей), связывающего поверху все колонны, значение $\mu_п$ для более нагруженной колонны определяется по формуле

$$\mu_п=\mu_0\sqrt{\frac{\Sigma\frac{N}{H}}{N_п}\;\frac{\frac{i_п}{H_п}}{\Sigma\frac{i}{H^2}}}$$

где $i_п/H_п$ — отношение погонной жесткости рассматриваемой колонны к ее высоте; $\Sigma\frac{N}{H}$ — сумма отношений продольных сил в колоннах к их высотам; $\Sigma\frac{i}{H^2}$ — сумма отношений погонных жесткостей колонн к квадратам их высот, $N_п$ — продольная сила в рассматриваемой колонне.

Коэффициент μ_0 принимается

при шарнирном креплении ригелей к защемленным в основании колоннам $\mu_0=2$;

при жестком креплении ригелей к колоннам по табл. 4.27 с подстановкой $\frac{2\,\Sigma i_р}{\Sigma i_к}$ вместо $\frac{i_р}{i_к}$, где $\Sigma i_р$ — сумма погонных жесткостей ригелей; $\Sigma i_к$ — сумма погонных жесткостей колонн.

При суммировании учитывают все колонны рассматриваемой рамы и четырех соседних рам блока (по две с каждой стороны).

Все усилия определяют при одном загружении, вызывающем усилие $N_п$ в проверяемой колонне.

Коэффициент $\mu_п$ должен быть не меньше 0,7 при жестком закреплении колонны в фундаменте и не меньше 1 при шарнирном закреплении в фундаменте.

конце — по табл. 4.30; при неподвижном верхнем конце, закрепленном от поворота,— по табл. 4.31.

Коэффициенты расчетной длины μ_2 для верхнего участка колонны во всех случаях определяют по формуле

$$\mu_2=\frac{\mu_1}{C_1}\leqslant 3. \qquad (4.35)$$

Если $l_2/l_1\leqslant 0{,}6$ и $N_1/N_2\geqslant 3$, коэффициент μ для определения расчетных длин верхнего и нижнего участков одноступенчатых колонн рам одноэтажных производственных зданий в плоскости рамы допускается принимать по табл. 4.32.

Двухступенчатые колонны. Коэффициенты расчетной длины μ_1 для нижнего участка двухступенчатой колонны при различных условиях закрепления (кроме упругой

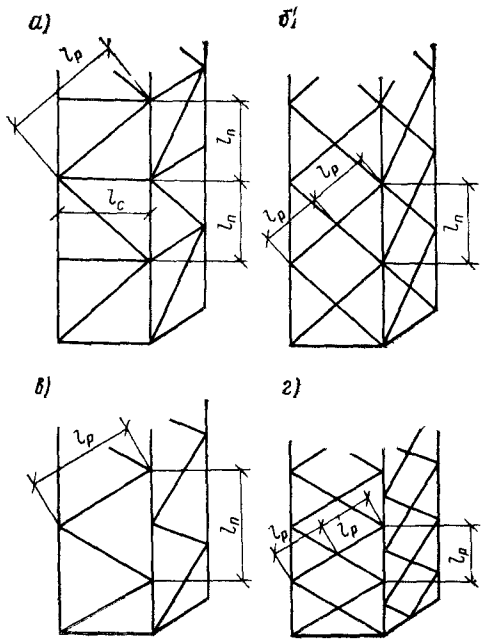


Рис. 4.8. Схемы пространственных решетчатых конструкций из одиночных уголков

а — узлы в смежных гранях совмещены, треугольная решетка с распорками; *б* — то же, перекрестная решетка; *в* — узлы в смежных гранях не совмещены, треугольная решетка; *г* — то же, перекрестная решетка

Таблица 4.28. **Коэффициенты расчетной длины μ_1 для одноступенчатых колонн с верхним свободным концом**

C_1	i_2/i_1																			
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,5	5	10	20
0	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
0,2	2	2,01	2,02	2,03	2,04	2,05	2,06	2,06	2,07	2,08	2,09	2,10	2,12	2,14	2,15	2,17	2,21	2,40	2,76	3,38
0,4	2	2,04	2,08	2,11	2,13	2,18	2,21	2,25	2,28	2,32	2,35	2,42	2,48	2,54	2,60	2,66	2,80	—	—	—
0,6	2	2,11	2,20	2,28	2,36	2,44	2,52	2,59	2,66	2,73	2,80	2,93	3,05	3,17	3,28	3,39	—	—	—	—
0,8	2	2,25	2,42	2,58	2,70	2,83	2,96	3,07	3,17	3,27	3,36	3,55	3,74	—	—	—	—	—	—	—
1	2	2,50	2,73	2,94	3,13	3,29	3,44	3,59	3,74	3,87	4	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,5	3	3,43	3,77	4,07	4,35	4,61	4,86	5,08	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	4	4,44	4,90	5,29	5,67	6,03	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,5	5	5,55	6,08	6,56	7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	6	6,65	7,25	7,82	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

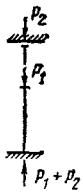
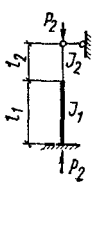


Таблица 4.29. **Коэффициенты расчетной длины μ_1 для одноступенчатых колонн, закрепленных только от поворота**

C_1	i_2/i_1																			
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,5	5	10	20
0	2	1,92	1,86	1,80	1,76	1,70	1,67	1,64	1,60	1,57	1,55	1,50	1,46	1,43	1,40	1,37	1,32	1,18	1,10	1,05
0,2	2	1,93	1,87	1,82	1,76	1,71	1,68	1,64	1,62	1,59	1,56	1,52	1,48	1,45	1,41	1,39	1,33	1,20	1,11	—
0,4	2	1,94	1,88	1,83	1,77	1,75	1,72	1,69	1,66	1,62	1,61	1,57	1,53	1,50	1,48	1,45	1,40	—	—	—
0,6	2	1,95	1,91	1,86	1,83	1,79	1,77	1,76	1,72	1,71	1,69	1,66	1,63	1,61	1,59	—	—	—	—	—
0,8	2	1,97	1,94	1,92	1,90	1,88	1,87	1,86	1,85	1,83	1,82	1,80	1,79	—	—	—	—	—	—	—
1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,5	2	2,12	2,25	2,33	2,38	2,43	2,48	2,52	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	2	2,45	2,66	2,81	2,91	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,5	2,5	2,94	3,17	3,34	3,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	3	3,43	3,70	3,93	4,12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Таблица 4.30. **Коэффициенты расчетной длины μ_{12} и μ_{11} для колонн с неподвижным шарнирно-опертым верхним концом**

Расчетная схема	J_2/J_1	l_2/l_1														
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
		Коэффициенты μ_{12}														
	0,04	1,02	1,84	2,25	2,59	2,85	3,08	3,24	3,42	3,70	4	4,55	5,25	5,80	6,55	7,20
	0,06	0,91	1,47	1,93	2,26	2,57	2,74	2,90	3,05	3,24	3,45	3,88	4,43	4,90	5,43	5,94
	0,08	0,86	1,31	1,73	2,05	2,31	2,49	2,68	2,85	3	3,14	3,53	3,93	4,37	4,85	5,28
	0,10	0,83	1,21	1,57	1,95	2,14	2,33	2,46	2,60	2,76	2,91	3,28	3,61	4,03	4,43	4,85
	0,20	0,79	0,98	1,23	1,46	1,67	1,85	2,02	2,15	2,28	2,40	2,67	2,88	3,11	3,42	3,71
	0,30	0,78	0,90	1,09	1,27	1,44	1,60	1,74	1,86	1,98	2,11	2,35	2,51	2,76	2,99	3,25
	0,40	0,78	0,88	1,02	1,17	1,32	1,45	1,58	1,69	1,81	1,92	2,14	2,31	2,51	2,68	2,88
	0,50	0,78	0,86	0,99	1,10	1,22	1,35	1,47	1,57	1,67	1,76	1,96	2,15	2,34	2,50	2,76
	1	0,78	0,85	0,92	0,99	1,06	1,13	1,20	1,27	1,34	1,41	1,54	1,68	1,82	1,97	2,10

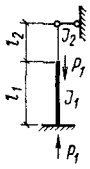
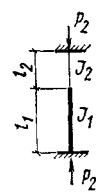
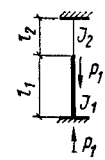
Расчетная схема	J_2/J_1	l_2/l_1														
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
		Коэффициенты μ_{11}														
	0,04	0,67	0,67	0,83	1,25	1,43	1,55	1,65	1,70	1,75	1,78	1,84	1,87	1,88	1,90	1,92
	0,06	0,67	0,67	0,81	1,07	1,27	1,41	1,51	1,60	1,64	1,70	1,78	1,82	1,84	1,87	1,88
	0,08	0,67	0,67	0,75	0,98	1,19	1,32	1,43	1,51	1,58	1,63	1,72	1,77	1,81	1,82	1,84
	0,10	0,67	0,67	0,73	0,93	1,11	1,25	1,36	1,45	1,52	1,57	1,66	1,72	1,77	1,80	1,82
	0,20	0,67	0,67	0,69	0,75	0,89	1,02	1,12	1,21	1,29	1,36	1,46	1,54	1,60	1,65	1,69
	0,30	0,67	0,67	0,67	0,71	0,80	0,90	0,99	1,08	1,15	1,22	1,33	1,41	1,48	1,54	1,59
	0,40	0,67	0,67	0,67	0,69	0,75	0,84	0,92	1	1,07	1,13	1,24	1,33	1,40	1,47	1,51
	0,50	0,67	0,67	0,67	0,69	0,73	0,81	0,87	0,94	1,01	1,07	1,17	1,26	1,33	1,39	1,44
	1	0,67	0,67	0,67	0,68	0,71	0,74	0,78	0,82	0,87	0,91	0,99	1,07	1,13	1,19	1,24

Таблица 4.31 **Коэффициенты расчетной длины μ_{12} и μ_{11} для колонн с неподвижным верхним концом, закрепленным от поворота**

Расчетная схема	J_2/J_1	l_2/l_1														
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
		Коэффициенты μ_{12}														
	0,04	0,78	1,02	1,53	1,73	2,01	2,21	2,38	2,54	2,65	2,85	3,24	3,70	4,20	4,76	5,2
	0,06	0,70	0,86	1,23	1,47	1,73	1,93	2,08	2,23	2,38	2,49	2,81	3,17	3,50	3,92	4,30
	0,08	0,68	0,79	1,05	1,31	1,54	1,74	1,91	2,05	2,20	2,31	2,55	2,80	3,11	3,45	3,73
	0,10	0,67	0,76	1	1,20	1,42	1,61	1,78	1,92	2,04	2,20	2,40	2,60	2,86	3,18	3,41
	0,20	0,64	0,70	0,79	0,93	1,07	1,23	1,41	1,50	1,60	1,72	1,92	2,11	2,28	2,45	2,64
	0,30	0,62	0,68	0,74	0,85	0,95	1,06	1,18	1,28	1,39	1,48	1,67	1,82	1,96	2,12	2,20
	0,40	0,60	0,66	0,71	0,78	0,87	0,99	1,07	1,16	1,26	1,34	1,50	1,65	1,79	1,94	2,08
	0,50	0,59	0,65	0,70	0,77	0,82	0,93	0,99	1,08	1,17	1,23	1,39	1,53	1,66	1,79	1,92
	1	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
		Коэффициенты μ_{11}														
	0,04	0,66	0,68	0,75	0,94	1,08	1,24	1,37	1,47	1,55	1,64	1,72	1,78	1,81	1,85	1,89
	0,06	0,65	0,67	0,68	0,76	0,94	1,10	1,25	1,35	1,44	1,50	1,61	1,69	1,74	1,79	1,82
	0,08	0,64	0,66	0,67	0,68	0,84	1	1,12	1,25	1,34	1,41	1,53	1,62	1,68	1,75	1,79
	0,10	0,64	0,65	0,65	0,65	0,78	0,92	1,05	1,15	1,25	1,33	1,45	1,55	1,62	1,68	1,71
	0,20	0,62	0,64	0,65	0,65	0,66	0,73	0,83	0,92	1,01	1,09	1,23	1,33	1,41	1,48	1,54
	0,30	0,60	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,73	0,81	0,89	0,94	1,09	1,20	1,28	1,35	1,41
	0,40	0,58	0,63	0,63	0,64	0,64	0,66	0,68	0,75	0,82	0,88	1,01	1,10	1,19	1,26	1,32
	0,50	0,57	0,61	0,63	0,64	0,64	0,65	0,68	0,72	0,77	0,83	0,94	1,04	1,12	1,19	1,25
	1	0,55	0,58	0,60	0,61	0,62	0,63	0,65	0,67	0,70	0,73	0,80	0,88	0,93	1,01	1,05

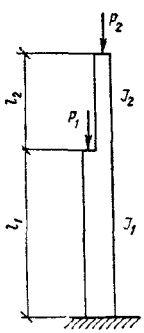


Рис. 4.9. Схема одноступенчатой колонны

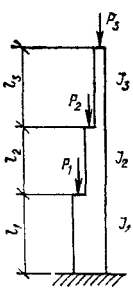


Рис. 4.10. Схема двухступенчатой колонны

заделки) верхнего конца (рис. 4.10) определяют по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{t_1\bar{\mu}_1^2 + \left(t_2\bar{\mu}_2^2 + \bar{\mu}_3^2\right)\left(1+n_2\right)^2 J_1/J'_{ср}}{1+t_1+t_2}}. \quad (4.36)$$

Здесь:

$\bar{\mu}_1$, $\bar{\mu}_2$, $\bar{\mu}_3$ — коэффициенты, определяемые по табл. 4.33, как для одноступенчатых колонн по схемам рис. 4.11;

$t_1 = P_1/P_3$ и $t_2 = P_2/_3$; $n_2 = l_2/l_1$;

P_1, P_2 и P_3 — продольные силы, приложенные соответственно в местах образования

Таблица 4.32. **Коэффициенты μ для определения расчетных длин одноступенчатых колонн рам одноэтажных производственных зданий при $l_2/l_1 \leqslant 0{,}6$ и $N_1/N_2 \geqslant 3$**

Условия закрепления верхнего конца колонны	Коэффициенты μ для участка колонны		
	нижнего при		верхнего
	$0{,}3 \geqslant J_2/J_1 \geqslant 0{,}1$	$0{,}1 > J_2/J_1 \geqslant 0{,}05$	
Свободный	2,5	3	3
Закрепленный только от поворота	2	2	3
Неподвижный, шарнирно-опертый	1,6	2	2,5
Неподвижный, закрепленный от поворота	1,2	1,5	2

Обозначения: l_1, J_1, N_1 — соответственно длина нижнего участка колонны, момент инерции и действующая на этом участке продольная сила; l_2, J_2, N_2 — то же, для верхнего участка колонны.

ступеней и к верху колонн; $J'_{ср}$ — среднее значение момента инерции для участков l_1 и l_2;

$$J'_{ср} = \frac{J_1 l_1 + J_2 l_2}{l_1 + l_2}; \qquad (4.37)$$

$J''_{ср}$ — среднее значение момента инерции для участков l_2 и l_3;

$$J''_{ср} = \frac{J_2 l_2 + J_3 l_3}{l_2 + l_3}; \qquad (4.38)$$

J_1, J_2, J_3 и l_1, l_2, l_3 — моменты инерции сечения и длины соответственно нижнего, среднего и верхнего участков колонны.

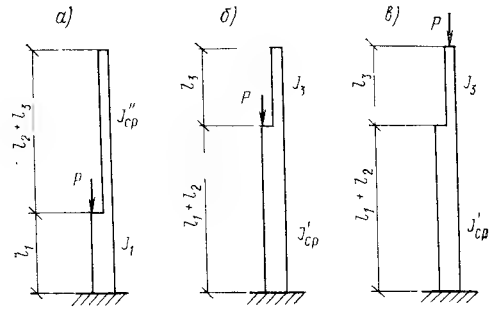


Рис. 4.11. Схемы одноступенчатых колонн к табл. 4.33

а — сила *P* приложена к нижнему участку колонны; *б* — то же, к среднему участку; *в* — то же, к верхнему участку

Значения коэффициентов расчетной длины μ_2 для среднего участка длиной l_2 определяют по формуле

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{C_2}, \qquad (4.39)$$

а коэффициентов расчетной длины μ_3 для верхнего участка длиной l_3 — по формуле

$$\mu_3 = \frac{\mu_1}{C_3} < 3. \qquad (4.40)$$

Здесь

$$C_2 = \frac{l_2}{l_1}\sqrt{\frac{J_1(P_2 + P_3)}{J_2(P_1 + P_2 + P_3)}}$$

Таблица 4.33. **Коэффициенты расчетной длины в формуле (4.36)**

Условия закрепления верхнего конца колонны	Значения коэффициентов при загружении		
	по рис. 4.11, *а*	по рис. 4.11, *б*	по рис. 4.11, *в*
Свободный	$\bar{\mu}_1 = 2$	$\bar{\mu}_2 = 2$	$\bar{\mu}_3 = \mu_1$ по табл. 4.28 при $C_1 = \frac{l_3}{l_1 + l_2}\sqrt{\frac{J''_{ср}}{J_3}}$
Закрепленный только от поворота	$\bar{\mu}_1 = \mu_1$ по табл. 4.29 при $C_1 = 0$	$\bar{\mu}_2 = \mu_1$ по табл. 4.29 при $C_1 = 0$	$\bar{\mu}_3 = \mu_1$ по табл. 4.29 при $C_1 = \frac{l_3}{l_1 + l_2}\sqrt{\frac{J'_{ср}}{J_3}}$
Неподвижный шарнирно-опертый	$\bar{\mu}_1 = \mu_{11}$ по табл. 4.30	$\bar{\mu}_2 = \mu_{11}$ по табл. 4.30	$\bar{\mu}_3 = \mu_{11}$ по табл. 4.30
Неподвижный, закрепленный от поворота	$\bar{\mu}_1 = \mu_{11}$ по табл. 4.31	$\bar{\mu}_2 = \mu_{11}$ по табл. 4.31	$\bar{\mu}_3 = \mu_{11}$ по табл. 4.31

Таблица 4.34. **Коэффициенты расчетной длины μ стоек многоэтажных свободных рам при числе ярусов 3 и более**

i_c / $i_{р.н}$	$i_c/i_{р.в}$														
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	2	4	6	8	10	15	20	25	30
0	1	1,03	1,06	1,10	1,12	1,15	1,28	1,44	1,55	1,62	1,67	1,75	1,80	1,84	1,86
0,2	1,03	1,06	1,10	1,13	1,16	1,19	1,31	1,48	1,60	1,66	1,72	1,80	1,86	1,89	1,91
0,4	1,06	1,10	1,13	1,16	1,19	1,22	1,35	1,52	1,64	1,71	1,77	1,86	1,91	1,95	1,97
0,6	1,10	1,13	1,16	1,19	1,22	1,25	1,38	1,56	1,68	1,76	1,82	1,90	1,96	2	2,03
0,8	1,12	1,16	1,19	1,22	1,25	1,29	1,41	1,60	1,72	1,79	1,86	1,96	2,01	2,05	2,09
1	1,15	1,19	1,22	1,25	1,29	1,31	1,44	1,64	1,76	1,84	1,91	2	2,06	2,10	2,13
2	1,28	1,31	1,35	1,38	1,41	1,44	1,58	1,79	1,93	2,03	2,11	2,22	2,31	2,36	2,40
4	1,44	1,48	1,52	1,56	1,60	1,64	1,79	2,04	2,21	2,33	2,43	2,59	2,71	2,78	2,83
6	1,55	1,60	1,64	1,68	1,72	1,76	1,93	2,21	2,40	2,56	2,66	2,88	2,99	3,11	3,17
8	1,62	1,66	1,71	1,76	1,79	1,84	2,03	2,33	2,56	2,71	2,85	3,11	3,28	3,38	3,45
10	1,67	1,72	1,77	1,82	1,86	1,91	2,11	2,43	2,66	2,85	3,02	3,28	3,50	3,61	3,70
15	1,75	1,80	1,86	1,90	1,96	2	2,22	2,59	2,88	3,11	3,18	3,61	3,88	4,03	4,19
20	1,80	1,86	1,91	1,96	2,01	2,06	2,31	2,71	2,99	3,28	3,50	3,88	4,19	4,36	4,55
25	1,84	1,89	1,95	2	2,05	2,10	2,36	2,78	3,11	3,38	3,61	4,03	4,36	4,62	4,84
30	1,86	1,91	1,97	2,03	2,09	2,13	2,40	2,83	3,17	3,45	3,70	4,19	4,55	4,84	5,07

Обозначения: i_c — погонная жесткость стойки рассматриваемого яруса; $i_{р.н}$ — полусумма погонных жесткостей ригелей, примыкающих к нижнему концу рассматриваемой стойки; $i_{р.в}$ — то же, примыкающих к верхнему концу стойки.

Примечания: 1. При отношении $L/b \geqslant 6$ (где L — полная высота рамы, b — ширина рамы) должна быть проверена общая устойчивость рамы в целом как составного стержня, защемленного в основании и свободного вверху.

2. Для стоек двухъярусных рам значения коэффициентов μ, приведенные в таблице, умножаются на коэффициент 0,9.

$$C_3 = \frac{l_3}{l_1}\sqrt{\frac{J_1 P_3}{J_3 (P_1 + P_2 + P_3)}}.$$

Коэффициенты расчетной длины μ для стоек многоэтажных свободных рам определяют по табл. 4.34.

Расчетные длины колонн рам в направлении вдоль здания (из плоскости рам) принимают равными расстояниям между закрепленными точками (опорами колонн, подкрановых балок и подстропильных ферм, узлами крепления связей и ригелей и т. п.).

4.5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ ГИБКОСТИ И ДЕФОРМАЦИИ

4.5.1. Предельные гибкости

Сжатые элементы. Гибкости сжатых элементов не должны превышать значений, приведенных в табл. 4.35.

Растянутые элементы. Гибкости растянутых элементов не должны превышать значений, приведенных в табл. 4.36.

Таблица 4.35. **Предельные гибкости λ сжатых элементов**

№ п/п	Элементы конструкций	Максимальная допускаемая гибкость λ
1	Пояса, опорные раскосы и стойки ферм, передающие опорные реакции	120
2	Прочие элементы ферм	150
3	Верхние пояса стропильных ферм, остающиеся незакрепленными в процессе монтажа (предельная гибкость после завершения монтажа должна приниматься по п. 1)	220
4	Основные колонны	120
5	Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т. п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	150
6	Элементы связей (за исключением связей, указанных в п. 5)	200
7	Стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие неработающие элементы	200

Примечание. Предельная гибкость сжатых раскосов (кроме опорных) пространственных решетчатых конструкций из одиночных уголков принимается: при использовании несущей способности раскоса до 50% — равной 180; при использовании несущей способности от 50 до 100% — по интерполяции между величинами 180 и 150.

Таблица 4.36. **Предельные гибкости λ растянутых элементов**

Элементы конструкций	Максимальная допускаемая гибкость λ элементов конструкций зданий и сооружений		
	при непосредственном воздействии на конструкцию динамических нагрузок	при воздействии на конструкцию статических нагрузок	при воздействии на конструкцию кранов особого режима работы и железнодорожных составов
Пояса и опорные раскосы ферм (включая тормозные фермы)	250	400	250
Прочие элементы ферм	350	400	300
Нижние пояса подкрановых балок и ферм	150	—	150
Элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	300	300	200
Прочие элементы связей	400	400	300

Примечания: 1. В сооружениях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых элементов проверяется только в вертикальных плоскостях.

2. Гибкость растянутых элементов связей, подвергнутых предварительному напряжению, не ограничивается.

3. При проверке гибкости растянутых стержней перекрестной решетки из одиночных уголков радиус инерции сечения уголка принимается относительно оси, параллельной полке уголка.

4. Для растянутых раскосов стропильных ферм с незначительными усилиями, в которых при неблагоприятном расположении нагрузки может изменяться знак усилия, предельная гибкость принимается как для сжатых элементов, при этом соединительные прокладки должны устанавливаться не реже чем через $40r$.

4.5.2. Предельные деформации

Прогибы изгибаемых элементов не должны превышать значений, приведенных в табл. 4.37.

При определении прогиба конструкции, изготовляемой со строительным подъемом, прогиб от постоянной нагрузки и половины временной не учитывается, если не превышает строительного подъема; при прогибе, превышающем строительный подъем, учитывается только разность между прогибом и строительным подъемом.

Горизонтальные деформации (смещения) колонн на уровне верхнего пояса подкрановых балок не должны превышать значений, приведенных в табл. 4.38.

Прогибы тормозных конструкций (балок или ферм) под краны особого режима работы не должны превышать 1/2000 их пролета.

Смещение колонн в поперечном и продольном направлениях, а также прогиб тормозных конструкций определяются от сил торможения, вычисленных в соответствии с указаниями главы СНиП по нагрузкам и воздействиям от одного крана наибольшей грузоподъемности из числа установленных в

Таблица 4.37. **Предельные прогибы изгибаемых элементов**

Элементы конструкций	Предельные прогибы в долях пролета
Подкрановые балки и фермы:	
а) при ручных кранах	1/500
б) при электрических кранах грузоподъемностью ≤50 т	1/600
в) то же, грузоподъемностью >50 т	1/750
Пути кран-балок	1/500
Монорельсовые пути	1/400
Балки рабочих площадок производственных зданий:	
а) при отсутствии рельсовых путей:	
главные балки	1/400
прочие балки	1/250
б) при наличии узкоколейных путей	1/400
в) то же, ширококолейных путей	1/600
Балки междуэтажных перекрытий:	
а) главные балки	1/400
б) прочие балки	1/250
Балки покрытий и чердачных перекрытий:	
а) главные балки и фермы	1/250
б) прогоны	1/200
Элементы фахверка:	
а) стойки, ригели	1/300
б) прогоны остекления (в вертикальной и горизонтальной плоскостях)	1/200

Примечания: 1. Прогибы определяются от нормативной нагрузки без учета ослабления сечений отверстиями для заклепок или болтов, а также без учета коэффициента динамичности.

2. При наличии штукатурки прогиб балок перекрытий только от временной нагрузки не должен быть более 1/350 пролета.

Таблица 4.38 **Предельные смещения колонн от воздействия кранов**

Деформации	Предельные смещения в долях высоты колонны h*	
	в открытых подкрановых эстакадах	в зданиях и сооружениях с кранами особого режима работы
Смещения в поперечном направлении:		
а) при плоской расчетной схеме	1/4000	1/2500
б) при пространственной расчетной схеме	—	1/4000
Смещение в продольном направлении	1/4000	1/4000

* h — высота колонны от низа базы до головки рельса подкрановой балки.

здании или на эстакаде. Сила поперечного торможения распределяется между двумя противостоящими колоннами пропорционально их жесткостям; при этом на менее жесткую колонну передается не менее 30% полной силы торможения.

Сила продольного торможения распределяется между всеми вертикальными связями, установленными в пределах температурного отсека; при отсутствии вертикальных связей сила торможения передается на все колонны, расположенные в пределах температурного отсека.

4.6. ПРОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ СТЕНОК И ПОЯСНЫХ ЛИСТОВ ИЗГИБАЕМЫХ И СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

4.6.1. Стенки балок

Стенки балок для обеспечения их устойчивости укрепляют: а) поперечными основными ребрами, поставленными на всю высоту стенки; б) поперечными основными ребрами и продольными ребрами; в) поперечными основными и промежуточными ко-

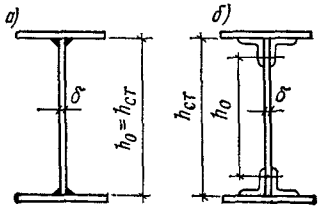


Рис. 4.12. Расчетная высота стенки балки
а — сварной; *б* — клепаной

роткими ребрами и продольным ребром; промежуточные короткие ребра располагаются между сжатым поясом и продольным ребром.

Прямоугольные отсеки стенки (пластинки), заключенные между поясами и соседними поперечными основными ребрами жесткости, проверяют на устойчивость; при этом к расчетным размерам проверяемой пластинки относятся: a — расстояние между осями поперечных основных ребер; h_0 — расчетная высота стенки, равная: в сварных конструкциях полной высоте стенки (рис. 4.12, *а*), в клепаных конструкциях расстоянию между ближайшими к оси балки рисками поясных заклепок (рис. 4.12, *б*), в гнутых профилях — между краями выкружек, в прокатных профилях — между началами закруглений стенки; δ — толщина стенки.

Проверка устойчивости стенок балок должна производиться с учетом всех компонентов напряженного состояния (σ, τ, $\sigma_м$).

Напряжения σ, τ и $\sigma_м$ вычисляют в предположении упругой работы материала по сечению брутто без учета коэффициента $\varphi_б$:

$\sigma = \frac{M}{J_x} y$ — краевое сжимающее напряжение у расчетной границы отсека (принимается со знаком плюс); если длина отсека не превышает его расчетной высоты, то σ определяют по среднему значению изгибающего момента M в пределах отсека; если длина отсека превышает его расчетную высоту, то σ вычисляют по среднему значению момента M для наиболее напряженного участка с длиной, равной расчетной высоте отсека;

$\tau = \frac{Q}{h_{ст}\,\delta}$ — среднее касательное напряжение, где Q — среднее значение поперечной силы в пределах отсека; $h_{ст}$ — полная высота стенки (рис. 4.12);

$\sigma_м$ — местное напряжение в стенке под сосредоточенным грузом определяют по формуле (4.12), в которой коэффициент n_1 принимают: для подкрановых балок 1,1, для прочих балок 1.

В отсеках, где сосредоточенная нагрузка приложена к растянутому поясу, одновременно учитывают только два компонента напряженного состояния: σ и τ или $\sigma_м$ и τ.

Проверка устойчивости стенок в балках не требуется, если при отсутствии местного напряжения, т. е. при $\sigma_м = 0$,

$$\frac{h_0}{\delta} \leqslant 110 \sqrt{\frac{210}{R}}, \qquad (4.41)$$

а при наличии местного напряжения

$$\frac{h_0}{\delta} \leqslant 80 \sqrt{\frac{210}{R}}, \qquad (4.42)$$

где R — в МПа. При этом следует ставить поперечные ребра жесткости.

Устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, при отсутствии местного напряжения ($\sigma_м = 0$) проверяют по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} \leqslant 1, \qquad (4.43)$$

где

$$\sigma_0 = K_0 \left(\frac{1000\delta}{h_0}\right)^2 \text{ МПа}; \qquad (4.44)$$

$$\tau_0 = \left(1{,}25 + \frac{0{,}95}{\mu^2}\right)\left(\frac{1000\delta}{d}\right)^2 \text{ МПа}. \qquad (4.45)$$

В формуле (4.45): d — меньшая из сторон пластинки; μ — отношение большей стороны пластинки к меньшей.

Коэффициент K_0 в формуле (4.44) для сварных балок принимается по табл. 4.39 в зависимости от значения

$$\gamma = C \frac{b_п}{h_0} \left(\frac{\delta_п}{\delta}\right)^3, \qquad (4.46)$$

где $b_п$ и $\delta_п$ — соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки; C — коэффициент, принимаемый по табл. 4.40.

Таблица 4.39. **Коэффициенты K_0 для сварных балок**

γ	$\leqslant 0,8$	1	2	4	6	10	$\geqslant 30$
K_0	6,30	6,62	7	7,27	7,32	7,37	7,46

Таблица 4.40. **Коэффициент C в формуле (4.46)**

Балки	Условия работы сжатого пояса	C
Подкрановые	Крановые рельсы не приварены	2
	Крановые рельсы приварены	∞
Прочие	При непрерывном опирании на сжатый пояс жестких плит	∞
	В прочих случаях	0,8

Примечание. Для отсеков подкрановых балок, где сосредоточенная нагрузка приложена к растянутому поясу, при вычислении коэффициента K_0 принимается $C=0,8$.

Для клепаных балок $K_0=7$.

Если нагружен растянутый пояс, то при проверке стенки с учетом только $\sigma_м$ и τ за $b_п$, $\delta_п$ принимают соответственно ширину и толщину нагруженного пояса.

Устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости

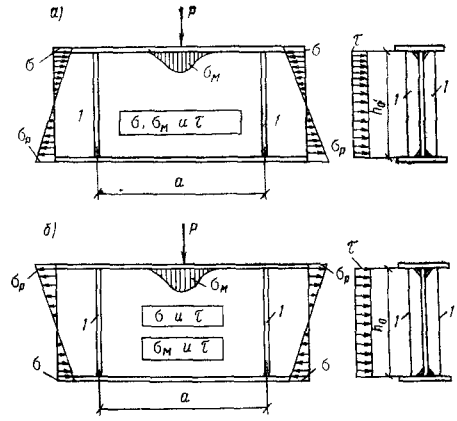


Рис. 4.13. Схема балки, укрепленной поперечными основными ребрами жесткости (1)

а — сосредоточенный груз *P* приложен к сжатому поясу; *б* — то же, к растянутому поясу

(рис. 4.13), при наличии местного напряжения ($\sigma_м \neq 0$) проверяют по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}+\frac{\sigma_м}{\sigma_{м0}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} < m, \qquad (4.47)$$

где m — коэффициент, принимаемый для балок: подкрановых 0,9; прочих 1; σ, $\sigma_м$ и

Таблица 4.41. **Коэффициенты K_1 для сварных балок**

γ	a/h_0								
	$\leqslant 0,5$	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geqslant 2$
$\leqslant 1$	2,42	2,61	3,10	3,78	4,65	5,69	6,86	8,17	9,57
2	2,52	2,74	3,38	4,28	5,39	6,75	8,23	9,77	11,70
4	2,59	2,80	3,48	4,53	5,91	7,62	9,50	11,53	13,67
6	2,60	2,84	3,52	4,64	6,11	8,04	10,23	12,48	14,80
10	2,61	2,86	3,55	4,72	6,30	8,34	10,71	13,30	16,08
$\geqslant 30$	2,62	2,87	3,58	4,81	6,50	8,75	11,30	14,33	17,57

Таблица 4.42. **Предельные значения $\sigma_м/\sigma$ для балок симметричного сечения**

Балки	γ	a/h_0							
		0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geqslant 2$
Сварные	$\leqslant 1$	0	0,146	0,183	0,267	0,359	0,445	0,540	0,618
	2	0	0,109	0,169	0,277	0,406	0,543	0,652	0,799
	4	0	0,072	0,129	0,281	0,479	0,711	0,930	1,132
	5	0	0,066	0,127	0,288	0,536	0,874	1,192	1,468
	10	0	0,059	0,122	0,296	0,571	1,002	1,539	2,154
	$\geqslant 30$	0	0,047	0,112	0,300	0,633	1,283	2,249	3,939
Клепаные	—	0	0,121	0,184	0,378	0,643	1,131	1,614	2,347

Таблица 4.43. **Коэффициенты K_2**

a/h_0	$\leqslant 0,8$	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	>2
K_2	По табл. 4.39, т. е. $K_2=K_0$	7,78	8,23	9,50	11,10	13,02	15,25	17,79

τ определяют по изложенным ранее указаниям, а τ_0 — по формуле (4.45).

Остальные величины в формуле (4.47) определяются следующим образом:

а) при $a/h_0 \leqslant 0{,}8$ принимается: σ_0 — по формуле (4.44);

$$\sigma_{M0} = K_1 \left(\frac{1000\,\delta}{a}\right)^2 \text{ МПа}, \qquad (4.48)$$

где K_1 — коэффициент, принимаемый для сварных балок по табл. 4.41 в зависимости

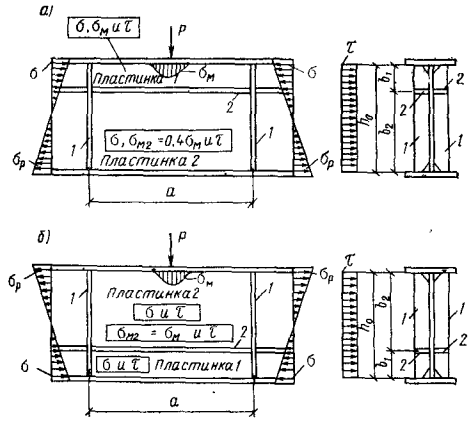


Рис. 4.14. Схема балки, укрепленной поперечными основными ребрами (*1*) и одним продольным ребром жесткости (*2*)

а — сосредоточенный груз *P* приложен к сжатому поясу; *б* — то же, к растянутому поясу

от отношения a/h_0 и значения γ, определяемого по формуле (4.46), а для клепаных балок принимаемый по той же таблице при $\gamma = 10$;

б) при $a/h_0 > 0{,}8$ различают два случая в зависимости от отношения σ_M/σ;

1-й случай: σ_M/σ больше значений, указанных в табл. 4.42. В этом случае принимается: σ_{M0} — по формуле (4.48), причем если $a/h_0 > 2$, то $a = 2\,h_0$;

$$\sigma_0 = K_2 \left(\frac{1000\,\delta}{h_0}\right)^2 \text{ МПа}, \qquad (4.49)$$

где K_2 — коэффициент, определяемый по табл. 4.43 в зависимости от отношения a/h_0;

2-й случай: σ_M/σ не больше значений, указанных в табл. 4.42. В этом случае принимается: σ_0 — по формуле (4.44); σ_{M0} — по формуле (4.48), но с подстановкой $a/2$ вместо a как в формулу (4.48), так и в табл. 4.41.

Во всех случаях τ_0 вычисляется по действительным размерам отсека.

В стенке балки симметричного сечения, укрепленной кроме поперечных основных ребер одним продольным ребром жесткости, расположенным на расстоянии b_1 от расчетной (сжатой) границы отсека (рис. 4.14), обе пластинки, на которые это ребро разделяет отсек, проверяют расчетом отдельно:

а) первую пластинку, расположенную между сжатым поясом и продольным ребром, по формуле

$$\frac{\sigma}{\sigma_{01}} + \frac{\sigma_M}{\sigma_{M01}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{01}}\right)^2 < m, \qquad (4.50)$$

где σ, σ_M и τ определяются по изложенным выше указаниям. Значения σ_{01} и σ_{M01} определяются по формулам:

при $\sigma_M = 0$

$$\sigma_{01} = \frac{1}{1 - b_1/h_0} \left(\frac{1000\,\delta}{b_1}\right)^2 \text{ МПа}; \qquad (4.51)$$

при $\sigma_M \neq 0$ и $\mu = \dfrac{a}{b_1} \leqslant 2$

$$\sigma_{01} = \frac{0{,}25}{1 - b_1/h_0} \times$$

$$\times \frac{(1+\mu_1^2)^2}{\mu_1^2} \left(\frac{1000\,\delta}{b_1}\right)^2 \text{ МПа}; \qquad (4.52)$$

$$\sigma_{M01} = K' \frac{(1+\mu_1^2)^2}{\mu_1^2} \left(\frac{1000\,\delta}{a}\right)^2 \text{ МПа}, \qquad (4.53)$$

где K' — коэффициент, принимаемый по табл. 4.44.

Таблица 4.44. **Коэффициенты K' в формуле (4.53)**

$\mu = a/b_1$	1	1,5	2
K'	0,36	0,42	0,45

Если $a/b_1 > 2$, то при вычислении σ_{01} и σ_{M01} принимают $a = 2\,b_1$; τ_{01} определяют по формуле (4.45) с подстановкой в нее размеров проверяемой пластинки;

б) вторую пластинку, расположенную между продольным ребром и растянутым поясом, — по формуле

$$\sqrt{\left[\frac{\sigma\left(1 - 2\dfrac{b_1}{h_0}\right)}{\sigma_{02}} + \frac{\sigma_{M2}}{\sigma_{M02}}\right]^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{02}}\right)^2} \leqslant 1. \qquad (4.54)$$

Здесь

$$\sigma_{02} = \frac{1{,}14}{(0{,}5 - b_1/h_0)^2} \left(\frac{1000\,\delta}{h_0}\right)^2 \text{ МПа}; \qquad (4.55)$$

σ_{M02} определяют по формуле (4.48) и табл. 4.41 при $\gamma = 1$, заменяя отношение a/h_0 величиной $a/(h_0 - b_1)$; τ_{02} — по формуле (4.45) с подстановкой в нее размеров проверяемой пластинки; $\sigma_{M2} = 0{,}4\,\sigma_M$ — при приложении нагрузки к сжатому поясу (рис. 4.14, *а*); $\sigma_{M2} = \sigma_M$ — при приложении нагрузки к растянутому поясу (рис. 4.14, *б*).

Если первая пластинка укреплена дополнительно короткими поперечными ребрами, то их следует доводить до продольного ребра.

В этом случае для проверки первой пластинки следует пользоваться формулами (4.50)—(4.53), в которых a заменяется величиной a_1 — расстоянием между осями соседних коротких ребер (рис. 4.15).

Проверка второй пластинки остается без изменений.

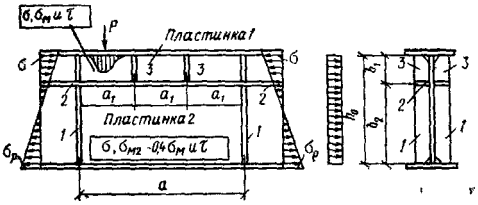


Рис. 4.15. Схема балки, укрепленной

1 — основными поперечными ребрами; *2* — продольным ребром жесткости; *3* — короткими ребрами жесткости

Устойчивость стенок балок асимметричного сечения (с более развитым сжатым поясом) проверяют по приведенным выше формулам со следующими изменениями:

для стенок, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, в формулах (4.44) и (4.49) и табл. 4.43 под h_0 понимается удвоенное расстояние от нейтральной оси до расчетной (сжатой) границы отсека. При $a/h_0 > 0{,}8$ и $\sigma_м \neq 0$ требуются обе проверки, указанные выше, независимо от значения $\sigma_м/\sigma$;

для стенок, укрепленных поперечными ребрами и одним продольным ребром, расположенным в сжатой зоне: в формулы (4.51), (4.52) и (4.54) вместо b_1/h_0 подставляют $\alpha b_1/(2h_0)$; в формулу (4.55) вместо $(0{,}5-b_1/h_0)$ подставляют $(1/\alpha-b_1/h_0)$. Здесь $\alpha=(\sigma-\sigma_р)/\sigma$, где $\sigma_р$ — краевое растягивающее напряжение (со знаком минус) у расчетной границы отсека.

В случае развитого растянутого (ненагруженного) пояса проверку устойчивости на одновременное действие напряжений σ и τ выполняют по формуле (4.60).

Стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости, если:

при подвижной нагрузке на поясе балки

$$\frac{h_0}{\delta} > 70\sqrt{\frac{210}{R}}\ (R \text{ — в МПа}); \quad (4.56)$$

при отсутствии подвижной нагрузки на поясе балки

$$\frac{h_0}{\delta} > 100\sqrt{\frac{210}{R}}\ (R \text{ — в МПа}). \quad (4.57)$$

Расстояние между основными поперечными ребрами не должно превышать $2h_0$ при $h_0/\delta > 100$ и $2{,}5h_0$ при $h_0/\delta \leq 100$.

В местах приложения больших неподвижных сосредоточенных грузов и на опорах следует устанавливать поперечные ребра.

Разрешается превышать указанные расстояния между ребрами при условии, что стенка балки удовлетворяет проверкам по формулам (4.43)—(4.55).

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина выступающей части парного симметричного ребра $b_р$ должна быть не менее $\frac{h_{ст}}{30}+40$ мм, а толщина ребра из стали классов С38/23—С46/33 — не менее $1/15\,b_р$, из стали классов С52/40—С85/75 — не менее $^1/_{12}\,b_р$.

При наличии одного продольного ребра необходимый момент инерции поперечного ребра определяют по формуле

$$J_р = 3h_0\,\delta^3.$$

Необходимый момент инерции продольного ребра $J_{пр\,р}$ определяют в зависимости от отношения b_1/h_0 по формулам табл. 4.45.

Таблица 4.45. **Требуемые значения момента инерции продольного ребра $J_{пр.р}$**

$\frac{b_1}{h_0}$	Необходимый момент инерции продольного ребра $J_{пр.р}$	Предельные значения $J_{пр.р}$	
		минимальное	максимальное
0,2	$\left(2{,}5-0{,}5\frac{a}{h_0}\right)\frac{a^2}{h_0}\delta^3$	$1{,}5\,h_0\,\delta^3$	$7\,h_0\,\delta^3$
0,25	$\left(1{,}5-0{,}4\frac{a}{h_0}\right)\frac{a^2}{h_0}\delta^3$	$1{,}5\,h_0\,\delta^3$	$3{,}5\,h_0\,\delta^3$
0,3	$1{,}5\,h_0\,\delta^3$		

Примечание. Для промежуточных значений b_1/h_0 допускается линейная интерполяция.

При расположении ребер с одной стороны стенки момент инерции вычисляют относительно оси, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки.

Участок стенки составной балки над опорой должен быть укреплен ребром жесткости, и его следует рассчитывать на продольный изгиб из плоскости как стойку, нагруженную опорной реакцией. В расчетное сечение этой стойки включается сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной до 15δ с каждой стороны ребра. Расчетная длина стойки принимается равной высоте стенки.

Нижние сечения опорных ребер должны быть либо остроганы (рис. 4.16, *а*), либо плотно пригнаны или приварены к нижнему поясу балки (рис. 4.16, *б*). Напряжения в этих сечениях при воздействии опорной реакции не должны превышать: в первом случае (рис. 4.16, *а*) — расчетного сопротивле-

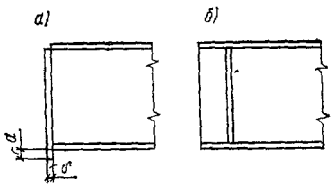


Рис. 4.16. Схема устройства опорного ребра жесткости

а — в торце с применением строжки; *б* — удаленного от торца с плотной пригонкой или приваркой к нижнему поясу

ния прокатной стали смятию $R_{см}$ при $a \leqslant 1{,}5\delta$ и сжатию R при $a > 1{,}5\delta$; во втором случае (рис. 4.16, *б*) — смятию.

В случае приварки опорного ребра к нижнему поясу балки соответствующие сварные швы должны быть рассчитаны на воздействие опорной реакции.

4.6.2. Стенки центрально- и внецентренно-сжатых элементов

Наибольшая расчетная высота стенки h_0, не имеющей свободных кромок, в центрально-сжатых элементах швеллерного, трубчатого прямоугольного (h_0 — бо́льшая сторона) или коробчатого сечения определяется из формулы (4.58), а двутаврового сечения — из формулы (4.59); в обоих случаях она не должна быть больше 75δ:

$$\frac{h_0}{\delta} = 40\sqrt{\frac{210}{R}} + 0{,}2\lambda \ (R\text{—в МПа}); \quad (4.58)$$

$$\frac{h_0}{\delta} = 40\sqrt{\frac{210}{R}} + 0{,}4\lambda \ (R\text{—в МПа}). \quad (4.59)$$

Здесь h_0 — расчетная высота стенки, принимаемая по п. 4.6.1; δ — толщина стенки; λ — гибкость стержня.

В трубах квадратного сечения значения h_0/δ, вычисленные по формуле (4.58), уменьшаются на 10%.

В случае недонапряжения элемента значения h_0/δ могут быть увеличены в $\sqrt{(R\varphi)/\sigma}$ раз, где $\sigma = N/F$ — расчетное напряжение, φ — коэффициент продольного изгиба, но при этом h_0/δ не должно превышать 90δ.

Наибольшее значение отношения h_0/δ для стенки внецентренно-сжатого элемента, не имеющей свободных кромок, определяется в зависимости от значений

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma} \text{ и } \frac{\tau}{\sigma},$$

где σ — наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки, вычисленное без учета коэффициентов $\varphi^{вн}$, $\varphi_{xy}^{вн}$ или $c\varphi$; σ' — соответствующее напряжение у противоположной расчетной границы стенки; $\tau = Q/(h_{ст}\delta)$ — среднее касательное напряжение в рассматриваемом отсеке.

При $\alpha \leqslant 0{,}5$ наибольшее значение отношения h_0/δ принимают как для стенок центрально-сжатых элементов. При $\alpha \geqslant 1$ наибольшее значение отношения h_0/δ определяют по формуле

$$\frac{h_0}{\delta} = 100\sqrt{\frac{200K_з}{\sigma\left[2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2}\right]}}, \quad (4.60)$$

где $\beta = 0{,}7\tau K_з/\sigma$ (σ и τ — в МПА); $K_з$ — коэффициент для стенок двутавров, принимаемый по табл. 4.46.

В интервале $0{,}5 < \alpha < 1$ наибольшее значение отношения h_0/δ определяют линейной интерполяцией между значениями, вычисленными при $\alpha = 0{,}5$ и $\alpha = 1$.

Таблица 4.46. **Коэффициенты $K_з$ для стенок двутавров**

α	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
$K_з$	2,22	2,67	3,26	4,20	5,25	6,30

Для сечений, отличных от двутавра, найденные с помощью формулы (4.60) и табл. 4.46 значения h_0/δ уменьшают на 25%.

Если стенка центрально-сжатого элемента укреплена продольным ребром, расположенным посередине стенки, то найденную по формулам (4.58) и (4.59) предельную расчетную высоту стенки увеличивают в β раз в зависимости от значения $\gamma = J/h_0\delta^3$ (где J — момент инерции сечения ребра; h_0 — фактическая расчетная высота стенки; δ — толщина стенки). Значения β и γ приведены в табл. 4.47.

Таблица 4.47. **Коэффициенты β и γ**

γ	0	1	2	4	6
β	1	1,4	1,6	1,8	2

Для промежуточных значений γ допускается линейная интерполяция при определении β.

Если стенка внецентренно-сжатого элемента укреплена продольным ребром жесткости, расположенным посередине стенки, то наиболее напряженную часть стенки между поясом и осью ребра можно рассматривать как самостоятельную пластинку при условии, что момент инерции ребра $J_р \geqslant 6h_0\delta^3$. Если ребро расположено с одной стороны стенки, его момент инерции вычисляют относительно оси, совмещенной с ближайшей гранью стенки. Если ребро выполнено в виде гофра, в величину h_0 включают развернутую длину гофра.

Если в центрально- или внецентренно-сжатых элементах устойчивость стенки не обеспечена, в расчет вводят два крайних участка стенки шириной по $n\delta$, считая от границ расчетной высоты. Коэффициент n следует принимать по табл. 4.48.

Таблица 4.48. **Коэффициент n**

Класс стали	С38/23	С44/29; С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/7
n	15	14	13	12,5	12	11

4.6.3. Поясные листы (полки) центрально- и внецентренно-сжатых и изгибаемых элементов

В центрально- и внецентренно-сжатых стержнях наибольшее отношение расчетной ширины неокаймленного или окаймленного свеса сжатого листа (полки) b к толщине δ определяется в зависимости от гибкости

стержня и вида поперечного сечения. Расчетная ширина свеса измеряется: при неокаймленной полке и сварных элементах — от грани стенки, в прокатных элементах — от начала внутреннего закругления полки, в гнутых элементах — от края выкружки стенки; при окаймленной ребром полке — от края выкружки стенки до оси ребра (рис. 4.17). Наибольшие значения b/δ сжатых полок указаны в табл. 4.49 и 4.50.

значения отношения b/δ определяют по формуле (4.58) с подстановкой в формулу b вместо h_0 (рис. 4.17).

Наименьшую расчетную высоту ребра полок a_0, измеряемую от оси полки (рис. 4.17), принимают: в элементах, не усиленных планками, $0{,}3\,b$; в элементах, усиленных планками, $0{,}2b$.

Для полок тавров наибольшие значения b/δ определяют как полусумму значений из

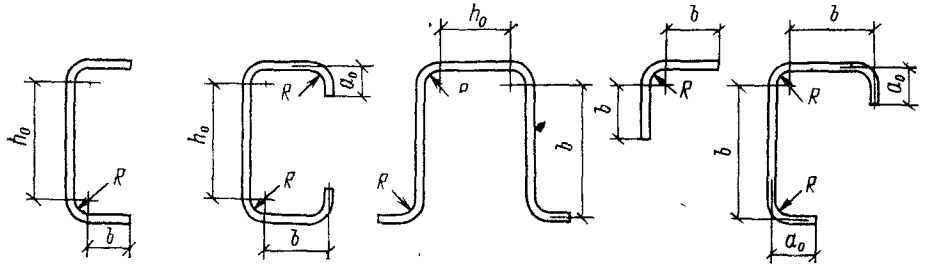


Рис. 4.17. Схемы поперечных сечений гнутых элементов

Таблица 4.49. **Предельные значения b/δ для полок равнобоких уголков и полок гнутых профилей**

Полка	Класс стали	Гибкость λ				
		25	50	75	100	125
Неокаймленная	С38/23	14	15	16,5	18	20
	С44/29, С46/33	12	13	14,5	16,5	18,5
	С52/40	10	12	14	15	15,5
	С60/45	9,5	11,5	13,5	14,5	15
	С70/60	9	11	13	13,5	14
	С85/75	8,5	10	11,5	12	12,5
С ребром	С38/23	20	30	32,5	35	37,5
	С44/29, С46/33	—	22,5	26,5	28,5	30,5
	С52/40	—	19	23,5	25	26,5
	С60/45	—	17,5	23	24	25,5

Таблица 4.50. **Предельные значения b/δ для полок двутавров**

Класс стали	Гибкость λ				
	25	50	75	100	125
С38/23	14	16	18,5	20,5	23
С44/29, С46/33	12	15	18	20	22
С52/40	10	14	17	18,5	19,5
С60/45	9,5	13,5	16,5	17,5	18,5
С70/60	9	12,5	15,5	16,5	17,5
С85/75	8,5	11,5	14	15	16

Для большей полки неравнобокого уголка и для полки швеллера значения b/δ находят путем увеличения на 10% значений, указанных в табл. 4.49, относящихся к неокаймленным полкам (на окаймленные ребрами полки это увеличение не распространяется).

Для полок двутавров наибольшие значения b/δ указаны в табл. 4.50.

Предельные значения отношений b/δ, указанные в табл. 4.49, относятся к элементам, не усиленным планками. Для гнутых элементов с полками, укрепленными ребрами и усиленными планками, предельные

табл. 4.49 и 4.50 (на окаймленные ребрами полки это указание не распространяется).

Наибольшие значения h_0/δ для стенок тавров находят путем умножения значений b/δ из табл. 4.49 на коэффициент

$$\eta = 1 + 0{,}25\sqrt{2 - b_0/h_0};\quad 1 \leqslant b_0/h_0 \leqslant 2,$$

где b_0 — ширина полки тавра; h_0 — расчетная высота стенки тавра.

В случае недонапряжения элемента найденные выше значения b/δ могут быть увеличены в $\sqrt{R\varphi^*/\sigma}$ раза, но не более чем на 25%. Здесь φ^* — меньшее из значений φ, $\varphi^{вн}$, $\varphi^{вн}_{xy}$, $c\varphi$, использованное при проверке устойчивости данного элемента; $\sigma = N/F$ — осевое напряжение сжатия в элементе.

Наибольшую расчетную ширину b неокаймленного сжатого пояса листа (полки) в балках определяют по табл. 4.51.

Таблица 4.51. **Предельные значения b/δ для полок балок**

Класс стали	С38/23	С44/29 С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/75
b/δ	15	13	11	10,5	10	9

В случае недонапряжения балки указанные выше значения могут быть увеличены в $\sqrt{R/\sigma}$ раза, но не более чем на 25%. Здесь σ — большее из значений

$$\sigma = \frac{M}{W\varphi_б} \text{ или } \sigma = \frac{M_x}{J_x}y \pm \frac{M_y}{J_y}x.$$

4.7. РАСЧЕТ НА ВЫНОСЛИВОСТЬ

Стальные конструкции, непосредственно воспринимающие многократно действующие подвижные, вибрационные или другого

вида нагрузки, которые могут привести к усталостному разрушению, следует проектировать с применением таких конструктивных решений, которые не вызывают значительной концентрации напряжений, и проверять расчетом на выносливость.

К конструкциям, в которых могут возникать явления усталости, относятся подкрановые балки под краны особого режима работы[1], балки рабочих площадок и элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад, непосредственно воспринимающие нагрузку от подвижных составов, конструкции под двигатели и т. п. К конструкциям, в которых могут возникнуть явления усталости, относятся также конструкции высоких сооружений типа антенн, дымовых труб, мачт, башен и подъемно-транспортных сооружений, подверженных действию ветра.

Расчет конструкций на выносливость следует производить на нагрузки, вычисленные в соответствии с указаниями главы СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия».

Расчетные сопротивления основного металла и соединений при расчете конструкций на выносливость понижаются умножением на коэффициент γ, определяемый по формулам (4.61) и (4.62) и принимаемый не более единицы: в случаях, когда наибольшее по абсолютному значению напряжение является растягивающим,

$$\gamma = \frac{c}{a - b\rho}; \qquad (4.61)$$

в случаях, когда наибольшее по абсолютному значению напряжение является сжимающим,

$$\gamma = \frac{c}{b - a\rho}, \qquad (4.62)$$

где $\rho = \sigma_{мин}/\sigma_{макс}$; $\sigma_{мин}$ и $\sigma_{макс}$ — соответственно наименьшее и наибольшее по абсолютному значению напряжения в рассчитываемом элементе, вычисленные (каждое со своим знаком) от нормативной нагрузки

Таблица 4.52. **Коэффициенты a, b и c** к формулам (4.61) и (4.62)

Класс стали	Группа элементов и соединений	a	b	c при числе циклов нагружения, млн.				
				0,5	1	2	3	~5
С38/23	1	1,2	0,6	1,2	1,1	1	0,95	0,9
	2	1,3	0,7					
	3	1,55	0,95	1,3				
	4	1,85	1,25					
	5	2,1	1,5					
	6	2,75	2,15	1,4	1,2			0,85
	7	3,5	2,9					
	8	4,8	4,2					
С44/29, С46/33	1	1,25	0,65	1,2	1,1	1	0,95	0,9
	2	1,45	0,85					
	3	1,8	1,2	1,4	1,2			
	4	2,4	1,8					
	5	2,75	2,15					
	6	3,8	3	1,6	1,3			0,85
	7	4,8	4,2					
	8	6	5,4					

без учета коэффициента динамичности и коэффициентов φ, $\varphi^{вн}$, $\varphi_б$; a, b и c — коэффициенты, принимаемые по табл. 4.52 в зависимости от группы элемента или соединения конструкции и от числа циклов нагружения конструкций за время ее эксплуатации. Число циклов нагружения устанавливается на основе технологических требований эксплуатации. Для подкрановых балок при отсутствии необходимых данных число циклов нагружения принимается равным 2 млн.

Группы элементов и соединений см. в главе СНиП «Стальные конструкции».

[1] См. гл 10.

РАЗДЕЛ II
СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ

ГЛАВА 5. УНИФИКАЦИЯ. ТИПИЗАЦИЯ, СТАНДАРТИЗАЦИЯ

5.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Все проектные организации независимо от ведомственной подчиненности при выборе для проектируемых зданий металлических конструкций должны руководствоваться указаниями «Технических правил по экономному расходованию основных строительных материалов» (ТП 101—76). При этом выбор конструкций и материалов следует производить исходя из технико-экономической целесообразности применения проектных решений в конкретных условиях строительства (с оценкой решений по приведенным затратам) и с учетом имеющихся производственных баз и материальных ресурсов у министерства (ведомства)-подрядчика и министерства (ведомства)-заказчика.

5.1.1. Применение несущих конструкций

В одноэтажных производственных зданиях стальные несущие конструкции допускается применять:

а) **стропильные и подстропильные конструкции:**

в отапливаемых зданиях пролетом 30 м и более;

в неотапливаемых зданиях и навесах различного назначения с асбестоцементной кровлей пролетом до 12 м включительно при грузоподъемности подвесных кран-балок (монорельсов) более 2 т и пролетом 18 м при грузоподъемности подвесных кран-балок (монорельсов) более 3,2 т и в зданиях с пролетами 24 м и более; в неотапливаемых зданиях с рулонной кровлей пролетом 30 м и более, а также в многопролетных зданиях пролетом 24 м;

в зданиях с подвесными кран-балками (монорельсами) грузоподъемностью более 5 т либо другими подвесными устройствами, создающими нагрузки, превышающие предусмотренные для типовых железобетонных конструкций;

в зданиях с развитой сетью подвесного конвейерного транспорта либо с коммуникациями, размещаемыми в пределах межферменного пространства, в случаях когда эти коммуникации по своим размерам не размещаются в пределах решетки типовых железобетонных ферм;

в зданиях с расчетной сейсмичностью 8 баллов пролетом 24 м и более; в зданиях с расчетной сейсмичностью 9 баллов пролетом 18 м и более, а также в районах, указанных в перечне, приведенном в п. 5.1.3, и в труднодоступных пунктах строительства (высокогорные, пустынные и т. п.);

в зданиях с большими динамическими нагрузками (копровые цехи, взрывные отделения и т. п.);

над участками горячих цехов с интенсивным теплоизлучением при температуре нагрева поверхности конструкций более 100° С (холодильники прокатных цехов, отделения нагревательных колодцев и разливочные пролеты и т. п.);

в случаях, когда колонны зданий выполняются стальными;

б) **колонны:**

при высоте от пола до низа ферм более 14,4 м;

при наличии мостовых кранов общего назначения грузоподъемностью 50 т и более независимо от высоты колонн, а также при меньшей грузоподъемности кранов весьма тяжелого режима работы;

при шаге колонн более 12 м;

при двухъярусном расположении мостовых кранов;

в районах территории СССР, указанных в перечне, приведенном в п. 5.1.3, и в труднодоступных пунктах строительства; исключение составляют колонны многопролетных зданий высотой более 14,4 до 18 м включительно, если в смежных пролетах применены железобетонные колонны высотой до 14,4 м, а грузоподъемность кранов общего назначения не превышает 30 т. В этих случаях следует применять железобетонные колонны;

в) **подкрановые балки**, за исключением балок пролетами 6 и 12 м для кранов легкого и среднего режимов работы грузоподъемностью до 30 т включительно, если для изготовления железобетонных балок имеются соответствующая оснастка, **фонари, связи, ригели фахверка, стойки торцового фахверка**, а при стальных колоннах основного каркаса здания — также и **стойки продольного фахверка;**

г) **типовые легкие несущие конструкции комплектной поставки** для зданий пролетом в осях между колоннами 24 м и более (кроме пространственных решетчатых конструкций типа «Кисловодск», которые допускается применять только при сетке колонн 18×18 м), а комплектные конструкции, изготовляемые на специализированных предприятиях с импортными технологическими линиями и оборудованием (рамные коробчатого сечения и структурные), для зданий пролетом от 18 м и более.

Стальные несущие конструкции допускается применять для зданий на объектах добычи и транспортирования нефти и газа в блочном и блочно-комплектном исполнении полной заводской готовности, доставляемые на площадку в виде готовых блок-боксов или блоков, а также для инвентарных сборно-разборных, передвижных и контейнерных производственных и гражданских зданий.

Стальные несущие конструкции покрытий одноэтажных сельскохозяйственных отапливаемых зданий могут применяться только при легких ограждающих конструкциях покрытия весом менее 1000 Н/м² в зданиях пролетом 18 м и более при относительной влажности воздуха внутренних помещений не более 75%; стальные конструкции, в том числе из гнутых тонкостенных профилей, допускается применять для теплиц и оранжерей со светопрозрачными ограждениями из стекла.

Стальные каркасы для многоэтажных производственных зданий могут быть применены:

в зданиях, возводимых в труднодоступных пунктах строительства, а также в районах, указанных в перечне, приведенном в п. 5.1.3;

в зданиях с нормативной временной длительной нагрузкой на перекрытия, превышающей 30, 20 и 10 кН/м², при сетке колонн соответственно 6×6, 6×9 и 6×12 м, а также в зданиях с параметрами, превышающими унифицированные. В укрупненных пролетах (24 м и более) верхнего этажа производственных зданий высотой 3 этажа и более допускается применение стальных стропильных конструкций.

5.1.2. Применение профилированного настила

Стальные профилированные настилы и листы должны применяться с учетом условий эксплуатации зданий и в количествах, соответствующих выделяемым ресурсам.

Применение для покрытий стального профилированного настила с эффективным утеплителем (по стальным фермам в случаях, когда такие фермы предусмотрены п. 5.1.1«а») допускается для одноэтажных отапливаемых производственных зданий:

а) возводимых в районах, указанных в перечне, приведенном в п. 5.1.3, и в труднодоступных пунктах строительства, а также в зданиях с расчетной сейсмичностью 8 и 9 баллов;

б) пролетом 30 м и более; в виде исключения пролетом 24 м с шагом колонн 12 м при наличии технико-экономического обоснования применения конвейерной сборки и блочного монтажа конструкций;

в) для зданий на объектах добычи и транспортирования нефти и газа в блочном и блочно-комплектном исполнении, а также для инвентарных сборно-разборных, передвижных и контейнерных производственных и гражданских зданий.

Для наружных стен одноэтажных отапливаемых производственных зданий допускается применение стального профилированного листа с эффективным утеплителем, когда техническими правилами для этих зданий разрешается применение стальных каркасов и покрытий из стального профилированного настила.

5.1.3. Перечень районов СССР, в которых допускается применение стальных конструкций для производственных зданий

1. Автономные республики РСФСР и районы

Бурятская АССР	— районы Баунтовский и Северо-Байкальский
Коми АССР	— повсеместно
Тувинская АССР	— повсеместно
Якутская АССР	— повсеместно

2. Края РСФСР, национальные округи, города и районы

Красноярский край	— Таймырский и Эвенкийский национальные округа, гг. Енисейск, Игарка, Норильск (с территориями, относящимися к ведению горисполкомов), районы Богучанский, Енисейский, Кежемский, Мотыгинский, Северо-Енисейский, Туруханский
Приморский край	— районы Дальнегорский, Кавалеровский, Красноармейский, Ольгинский, Тернейский
Хабаровский край	— повсеместно, исключая гг. Хабаровск и Комсомольск-на-Амуре

3. Области РСФСР, национальные округа, города и районы

Амурская область	— повсеместно
Архангельская область	— Ненецкий национальный округ, г. Северодвинск, районы Лешуконский, Мезенский, Пинежский
Иркутская область	гг. Бодайбо, Усть-Кут (с территориями, относящимися к ведению горисполкомов), районы Бодайбинский, Казачинско-Ленский, Катангский, Киренский, Мамско-Чуйский, Нижнеилимский, Усть-Кутский
Камчатская область	— повсеместно
Магаданская область	— повсеместно
Мурманская область	— повсеместно, исключая г. Мурманск
Сахалинская область	— повсеместно
Томская область	— г. Колпашево, районы: Александровский, Бакчарский, Верхнекетский, Каргасокский, Колпашевский, Кривошеинский, Молчановский, Парабельский, Чаинский
Тюменская область	— Ханты-Мансийский и Ямало-Ненецкий национальные округа
Читинская область	— повсеместно

4. Все острова Северного Ледовитого океана и его морей, а также острова Берингова и Охотского морей

5.1.4. Основные требования к проектированию

При проектировании стальных конструкций зданий следует соблюдать требования Строительных норм и правил, обеспечивающие необходимую надежность, капитальность, долговечность и заданные условия эксплуатации здания в целом, а также

отдельных элементов и соединений конструкций. В необходимых случаях следует учитывать перспективное изменение нагрузок и воздействий, а также возможности реконструкций зданий и сооружений.

В проектах следует предусматривать максимально возможное применение унифицированных габаритных схем, рациональное использование типовых конструкций, возможно бо́льшую их серийность при наименьшем числе типоразмеров, наиболее совершенную технологию изготовления конструкций и методы их возведения, широкую индустриализацию строительства с использованием современных средств комплексной механизации строительного производства.

В проектах должны быть приведены указания о порядке возведения, если принятое конструктивное решение связано со способом возведения, влияющим на прочность и устойчивость конструкций. Эти указания необходимо учитывать также при разработке проекта производства работ.

Необходимо предусматривать мероприятия по обеспечению требуемой долговечности конструкций (соответствующий выбор материалов, конструктивные и специальные защитные меры, удовлетворяющие требованиям огнестойкости, коррозионной стойкости, морозостойкости и т. п.). Увеличение толщины листовой и профильной стали или толщины стенок труб в целях увеличения срока службы конструкций допускается только в случаях, когда невозможна защита их от коррозии. Увеличение толщины стали должно быть обосновано соответствующим расчетом. Все конструкции, как правило, должны быть доступны для наблюдения, очистки, окраски, а также не должны задерживать влагу и затруднять проветривание. Замкнутые профили должны быть герметизированы.

Конструкции, которые могут подвергаться воздействию расплавленного металла (в виде брызг при разливке металла, при прорыве металла из печей или ковшей в случае повреждения стопоров и т. п.), должны быть защищены от механических повреждений облицовкой или ограждающими стенками из огнеупорного кирпича или жароупорного бетона. Конструкции, подвергающиеся длительному воздействию лучистой или конвекционной теплоты или кратковременному воздействию огня во время аварий тепловых агрегатов, должны быть защищены подвесными металлическими экранами или футеровкой из кирпича или жароупорного бетона.

Для уменьшения возможного отрицательного влияния дополнительных, местных и внутренних напряжений (например, сварочных, усадочных, температурных, концентраций напряжений в местах резкого изменения размеров сечений элементов конструкций, в том числе вблизи отверстий, а также в местах резкого изменения характеристик грунтов основания и т. п.) следует предусматривать специальные мероприятия.

Устойчивость и пространственная неизменяемость сооружения в целом и его элементов в процессе монтажа и эксплуатации должны обеспечиваться связями, которые назначают в зависимости от основных параметров сооружения и режима его эксплуатации (конструктивная схема, пролеты, типы кранов и режим их работы, температурные воздействия и т. п.).

Конструкции следует рассчитывать как единые пространственные системы. При разделении таких систем на отдельные плоские конструкции следует учитывать совместную работу смежных элементов. При расчете учитывают физическую нелинейность, возникающую при работе конструкций в упругопластической стадии, и геометрическую нелинейность, вызванную перемещением элементов конструкций. Эти расчеты выполняют в соответствии с указаниями нормативных документов или руководств, утвержденных или согласованных в установленном порядке.

На рабочих (КМ) и деталировочных (КМД) чертежах стальных конструкций и в документации по заказу указывают классы и марки стали, типы электродов и материалы для механизированной сварки, а в необходимых случаях и дополнительные требования к поставляемой стали, предусмотренные ГОСТами или техническими условиями.

При проектировании следует учитывать производственные возможности и мощность кранового оборудования предприятий — изготовителей металлоконструкций, а также мощности подъемно-транспортного и другого оборудования монтажных организаций.

Конструкции следует компоновать из наименьшего числа марок стали, профилей проката и деталей, металл использовать с наименьшими отходами и потерями.

Разбивку конструкций на отправочные элементы производят с учетом габаритов транспортных средств, рационального и экономичного транспортирования конструкций на строительство и выполнения максимального объема работ на предприятии-изготовителе.

По возможности необходимо предусматривать укрупнение отправочных элементов конструкций на строительной площадке для монтажа крупными блоками.

Следует широко использовать возможность фрезерования торцов для мощных сжатых и внецентренно-сжатых элементов (при отсутствии значительных краевых растягивающих напряжений), если на предприятии-изготовителе имеется соответствующее оборудование.

При разработке проектов целесообразно предусматривать монтажные крепления элементов, обеспечивающие возможность легкой сборки и удобного выполнения соединений элементов на монтаже (устройство монтажных столиков и т. п.), а также быстроту выверки конструкций.

Следует предусматривать возможность поточного изготовления конструкций и их крупноблочного монтажа.

Во всех случаях при проектировании следует широко применять низколегированные стали повышенной и высокой прочности классов С46/33—С85/75, а также углеродистые термически упрочненные стали класса С44/29; эффективные профили, в том числе

тонкостенные электросварные трубы, открытые гнутые и замкнутые гнутосварные профили, горячекатаные широкополочные двутавры, тонкостенные сварные двутавры, широкополочные тавры, широкополосную универсальную сталь и т. п.; пространственные, предварительно-напряженные, висячие конструкции для зданий, параметры которых превышают принятые для типовых унифицированных стальных конструкций; конструкции, выполняемые из стали двух марок: наиболее напряженные элементы — из сталей повышенной и высокой прочности, менее напряженные и конструктивные элементы — из углеродистой стали.

Заводские соединения назначают сварными с применением в основном механизированной автоматической и полуавтоматической сварки под флюсом или в защитном газе, контактной сварки. При проектировании стальных сварных конструкций необходимо стремиться к уменьшению возможного вредного влияния остаточных деформаций и напряжений, в том числе и сварочных, а также к снижению концентрации напряжений, предусматривая соответствующие конструктивные решения (с наиболее равномерными эпюрами рабочих напряжений в элементах и деталях без входящих углов, резких перепадов сечения и других концентраторов напряжений) и технологические мероприятия (порядок сборки и сварки, предварительный выгиб, механическая обработка соответствующих зон путем строжки, фрезерования, зачистки абразивным кругом и др.).

При проектировании сварных соединений стальных конструкций необходимо принимать меры против возможного хрупкого разрушения этих конструкций в процессе их монтажа и эксплуатации вследствие неблагоприятного сочетания следующих факторов:

высоких местных напряжений, вызванных воздействием сосредоточенных нагрузок или деформаций деталей соединений, а также остаточных напряжений;

резких геометрических концентраторов напряжений, являющихся следствием неудачной конструкции сварного соединения и т. п., в особенности расположенных на участках с высокими местными напряжениями и ориентированных поперек направления действующих растягивающих напряжений;

пониженной температуры, при которой данный вид стали в зависимости от ее химического состава, структуры и толщины проката переходит в хрупкое состояние.

При выборе типа конструкций следует учитывать, что конструкции со сплошной стенкой обладают меньшим числом концентраторов напряжений и менее чувствительны к эксцентрицитетам по сравнению с решетчатыми конструкциями.

Монтажные соединения назначают, как правило, болтовыми с применением высокопрочных болтов и болтов грубой и нормальной точности, при этом в соединениях, воспринимающих значительные вертикальные усилия (крепления ферм, ригелей, рам и т. п.), рекомендуется передавать эти усилия на столики, устраняющие работу болтов на срез; при наличии в соединениях изгибающих моментов следует использовать работу болтов грубой и нормальной точности на растяжение.

5.2. УНИФИКАЦИЯ

Унификация стальных конструкций составляет часть общестроительной унификации и тесно связана с унификацией объемно-планировочных и конструктивных решений ограждающих конструкций и несущих конструкций из других материалов.

Цель унификации — ограничить число параметров зданий и элементов конструкций и создать на основе типизации и стандартизации предпосылки для механизированного крупносерийного изготовления конструкций и деталей.

При выполнении работ по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений зданий промышленных предприятий, в том числе и со стальными конструкциями, руководствуются главами СНиП II-А.4-62 («Единая модульная система. Основные положения проектирования») и СНиП II-М.2-72 («Производственные здания промышленных предприятий. Нормы проектирования»); «Основными положениями по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений промышленных зданий» (СН 223-62); ГОСТ 534—69 («Краны мостовые. Пролеты»); ГОСТ 23838—79 («Здания промышленных предприятий одноэтажные. Параметры») и ГОСТ 23837—79 («Здания промышленных предприятий одноэтажные. Габаритные схемы»).

5.2.1. Единая модульная система

Единая модульная система в строительстве (ЕМС) представляет собой совокупность правил координации размеров объемно-планировочных и конструктивных элементов зданий и сооружений, строительных изделий и оборудования на базе модуля 100 мм.

Цель применения ЕМС — создание основы для типизации и стандартизации в проектировании и строительстве.

ЕМС является обязательной для применения при проектировании стальных строительных конструкций. Отдельные отступления от ЕМС допускаются при проектировании:

уникальных зданий и сооружений мемориального назначения;

экспериментальных зданий и сооружений при условии, если такие отступления вызываются особенностями эксперимента;

особых типов сооружений, для которых вследствие специфики конструкций и применяемых строительных изделий не требуется согласование с другими видами сооружений или изделий;

восстанавливаемых или реконструируемых зданий и сооружений при соответствующих обоснованиях;

косоугольных и криволинейных частей зданий и сооружений.

Общие требования к расположению модульных осей, привязке к ним конструктив-

ных элементов и назначению размеров конструктивных элементов содержатся в главе СНиП II-А.4-62.

5.2.2. Унификация пролетов, высот и шагов

При разработке проектов зданий со стальными конструкциями и отдельных его частей, чертежей типовых стальных конструкций и деталей пролеты, высоты помещений и шаги колонн назначаются с учетом приведенных далее указаний.

Одноэтажные здания следует, как правило, проектировать с параллельно расположенными равными пролетами одинаковой высоты. В соответствии с требованиями технологии допускается проектировать здания с пролетами двух взаимно перпендикулярных направлений, а также разной ширины и высоты. Перепады 1,2 м и менее между пролетами одного направления многопролетных зданий не допускаются.

Пролеты, высоты помещений и шаги колонн принимаются:

в зданиях, не имеющих опорных мостовых кранов: пролет 18 м и более, кратный 6 м; высота помещений 4,8 м и более, кратная 0,6 м; шаг колонн по крайним и средним модульным разбивочным осям 6 м и более, кратный 6 м;

в зданиях, оборудованных опорными мостовыми электрическими кранами: пролет 18 м и более, кратный 6 м; высота помещений 8,4 м и более, кратная 0,6 м; шаг колонн такой же, как в зданиях без опорных мостовых кранов;

в зданиях, оборудованных опорными мостовыми ручными кранами: пролет 18 м; высота помещений от 6 до 9,6 с градацией 0,6 м; шаг колонн 6 м.

Температурные швы, перепады высот и примыкание взаимно перпендикулярных пролетов в зданиях следует решать, как правило, на парных колоннах. Температурные швы и перепады высот могут быть решены и на одиночных колоннах.

Шаг колонн у перепада высот параллельных пролетов здания следует принимать равным шагу колонн по крайним продольным модульным разбивочным осям, если это не противоречит технологическим требованиям.

Пролеты, кратные 3 м, но не кратные 6 м, могут быть применены только при подтверждении целесообразности принятого размера технико-экономическими расчетами.

В многоэтажных зданиях без кранов с расчетными нагрузками на балки перекрытий до 320 кН/м следует принимать: ширину пролетов 6, 9, 12 м; число пролетов — не менее двух; высоту этажей 3,3; 3,6; 4,2; 4,8; 6; 7,2 м, при большей высоте этажей она должна быть кратной 1,2 м; число этажей — два и более; шаг колонн по продольным модульным разбивочным осям 6 м.

Допускается принимать: ширину пролетов более 12 м, кратную 6 м; в трехпролетных зданиях при пролетах 6 и 9 м средний пролет равным 3 м, высоту этажа 5,4 м, шаг колонн по продольным модульным осям 12 м.

Здания вспомогательного назначения следует проектировать с высотами этажей до 4,2 м.

В зданиях без кранов с несущими наружными и внутренними стенами или столбами с расчетными нагрузками на перекрытие до 8 кН/м² следует принимать: пролеты 6 и 9 м; число пролетов — от одного до трех (в трехпролетных зданиях средний пролет может быть принят равным 3 м); высоту этажей 3; 3,3; 3,6 м; число этажей — от одного до четырех.

В зданиях без кранов и оборудованных подвесными или опорными мостовыми электрическими кранами общего назначения грузоподъемностью соответственно от 0,25 до 5 т и до 10 т с расчетными нагрузками на балки перекрытий до 320 кН/м и укрупненной сеткой колонн в верхнем этаже по отношению к нижележащим следует принимать:

пролеты первого и среднего этажей 6 и 9 м, верхнего этажа 18 м; шаг колонн по продольным модульным разбивочным осям 6 м; допускается принимать пролеты верхнего этажа более 18 м, кратные 6 м, шаг колонн 12 м;

число пролетов первого и среднего этажей — два, три, четыре или кратное этим числам; число пролетов верхнего этажа — один и более.

высоту первого и средних этажей 4,8; 6 м; высоту верхнего этажа 6; 7,2; 8,4; 9,6; 10,8 м; при этом высоту этажа, равную 8,4; 9,6; 10,8 м, необходимо принимать только для зданий, оборудованных опорными мостовыми электрическими кранами; число этажей — три и более.

Температурные швы следует решать в соответствии с правилами для одноэтажных зданий.

5.2.3. Привязка колонн и стен одноэтажных зданий к модульным разбивочным осям

Привязка конструктивных элементов к модульным разбивочным осям и размеры вставок между этими осями в местах температурных швов и примыканий взаимно перпендикулярных пролетов принимаются следующими:

а) привязка колонн средних рядов к поперечным модульным разбивочным осям, кроме колонн в торцах зданий, у температурных швов и перепадов высот, и к продольным модульным осям должна соответствовать указанной на рис. 5.1. В зданиях, оборудованных мостовыми кранами, при наличии проходов вдоль подкрановых путей допускается смещать сечение верхней части колонн относительно продольных модульных разбивочных осей;

б) привязка колонн крайних рядов к продольным модульным разбивочным осям должна соответствовать указанной на рис. 5.2, *а* («нулевая» привязка) или на рис. 5.2, *б* в зависимости от объемно-планировочных параметров и конструктивного решения;

в) привязка колонн крайних рядов к поперечным модульным разбивочным осям, кроме колонн в торцах зданий, у поперечных температурных швов и перепадов высот, должна соответствовать указанной на рис. 5.2;

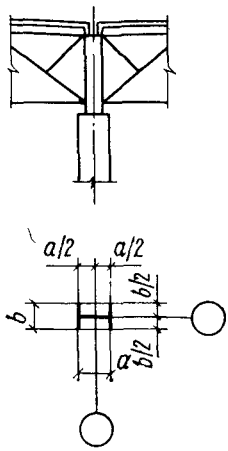


Рис. 5.1. Привязка колонн средних рядов к разбивочным осям

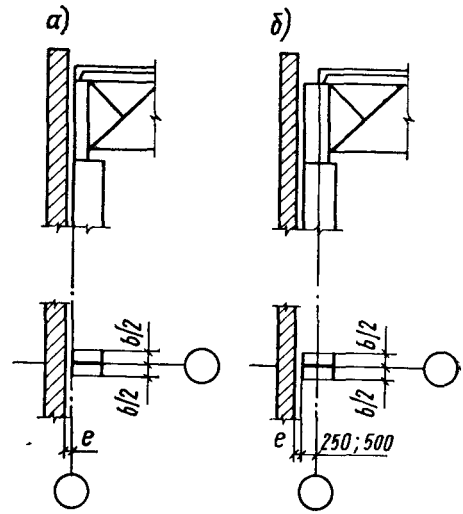


Рис. 5.2. Привязка колонн крайних рядов к разбивочным осям

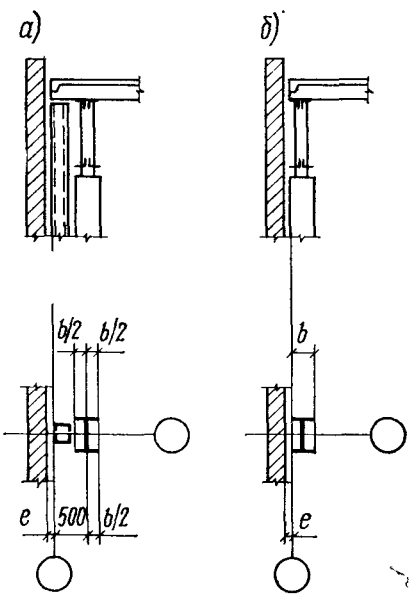


Рис. 5.3. Привязка колонн в торцах зданий

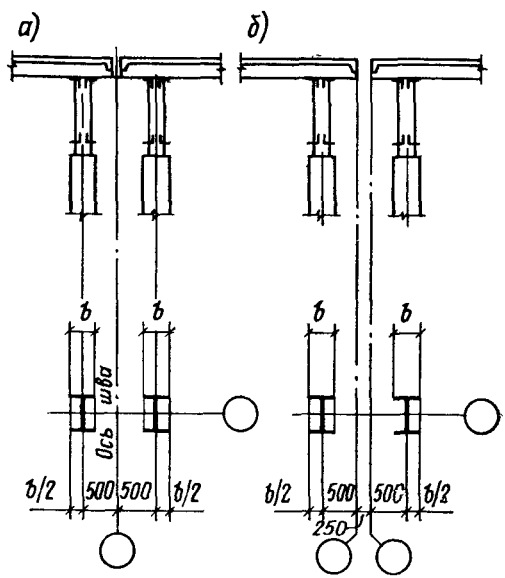


Рис. 5.4. Привязка колонн в поперечных температурных швах

г) привязка колонн средних и крайних рядов в торцах зданий к поперечным модульным разбивочным осям должна соответствовать указанной на рис. 5.3, *а* или на рис. 5.3, *б* в зависимости от конструктивного решения; при этом допускается размер 500 мм заменять бо́льшим, но кратным 250 мм; привязка этих колонн к продольным модульным разбивочным осям должна соответствовать указанной на рис. 5.1 и 5.2;

д) поперечный температурный шов на парных колоннах в зданиях с пролетами одной высоты следует решать, совмещая ось шва с модульной разбивочной осью. Допускается решение шва, при котором его ось размещается в пределах вставки размером 250 мм между двумя модульными разбивочными осями; привязка парных колонн должна соответствовать указанной на рис. 5.4, *а*, *б*, при этом допускается размер 500 мм заменять бо́льшим, но кратным 250 мм;

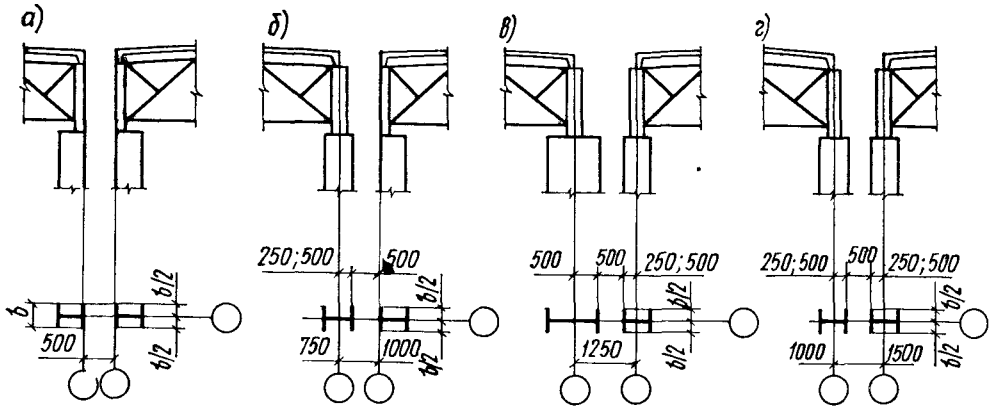


Рис. 5.5. Привязка колонн в продольных температурных швах

е) продольный температурный шов между парными колоннами в зданиях с пролетами одной высоты следует решать, предусматривая две модульные разбивочные оси со вставкой между ними; привязку колонн к этим осям принимать в соответствии с правилами, изложенными в п. «б» (рис. 5.5); при наличии подстропильных ферм грани колонн, обращенные в сторону шва, необходимо смещать с парных модульных разбивочных осей в сторону шва на 250 мм; размер вставки при этом должен равняться сумме размеров привязки к модульным разбивочным осям граней колонн, обращенных в сторону шва, и расстояния между этими гранями, равного 500 мм или большему размеру, кратному 250 мм (рис. 5.5, *б*, *в*, *г*).

ж) привязка колонн в местах продольных температурных швов к поперечным модульным разбивочным осям, кроме колонн в торцах зданий и у поперечных температурных швов, должна соответствовать указанной на рис. 5.5; привязка колонн в торцах зданий и у поперечных температурных швов должна соответствовать правилам, изложенным в пп. «г» и «д»;

з) привязка внутренней плоскости наружных стен к продольным и поперечным модульным разбивочным осям должна быть равной сумме размеров привязки наружной грани колонн к этим осям и зазора *е* между наружной гранью колонны и внутренней плоскостью стен (см. рис. 5.2 и 5.3); размер зазора *е* определяется условиями размещения деталей стен.

5.2.4. Привязка колонн и стен к модульным разбивочным осям при перепадах высот

Перепады высот по длине одного пролета допускаются в исключительных случаях и должны быть обоснованы. В этих случаях перепады высот рекомендуется совмещать с температурными швами на парных колоннах, предусматривая две поперечные модульные разбивочные оси со вставкой между ними. Привязка колонн к этим осям должна приниматься по рис. 5.6. Размер вставки должен быть кратным 50 мм и равняться (с округлением) сумме зазора *е*, толщины стены и зазора не менее 20 мм между наружной плоскостью стены и крайней поперечной модульной разбивочной осью пониженного пролета.

Перепады высот параллельных пролетов (пролетов одного направления) следует ре-

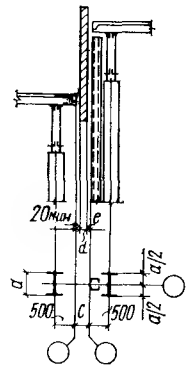


Рис. 5.6. Привязка колонн в перепадах высот по длине одного пролета

шать, как правило, на одной колонне. При большой ширине здания, а также при сборных железобетонных колоннах перепады рекомендуется совмещать с продольными температурными швами, решая их на парных колоннах и предусматривая две продольные модульные разбивочные оси со вставкой между ними. Привязка колонн к этим осям должна соответствовать правилам, изложенным в п. 5.2.3 «б». Размер вставки *с* (рис. 5.7) должен быть кратным 50 мм и равняться (с округлением) сумме привязок к модульным разбивочным осям граней колонн, обращенных в сторону перепада, зазора *е*, толщины стены *d* и зазора не менее 50 мм между наружной плоскостью этой стены и гранью колонны пониженного пролета. При этом размер вставки должен быть не менее 300 мм (см. рис. 5.7 и табл. 5.1).

Примыкание взаимно перпендикулярных пролетов следует решать на парных колоннах, предусматривая между крайней продольной и торцевой поперечной модульными разбивочными осями вставку *с* размером, кратным 50 мм и равным (с округ-

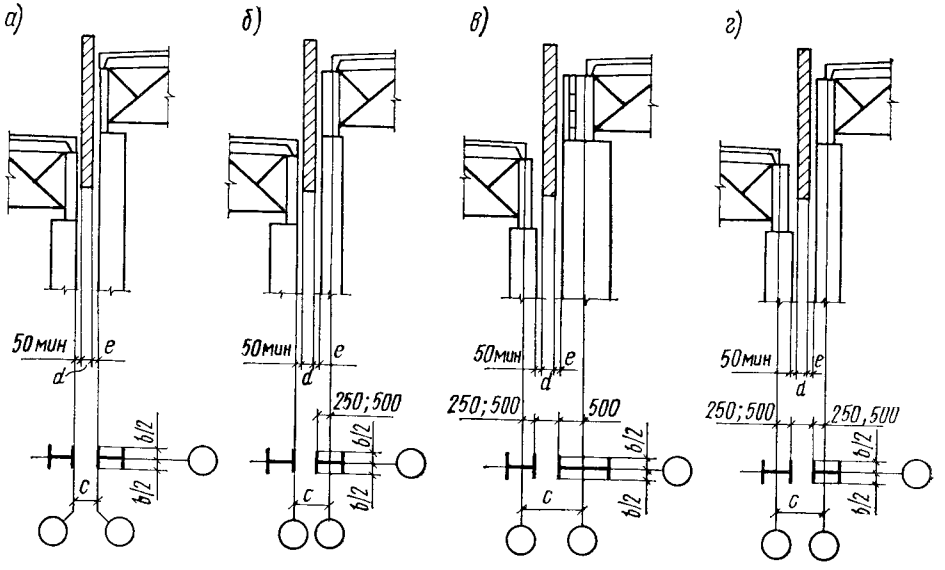


Рис. 5.7. Привязка колонн в перепадах высот параллельных пролетов

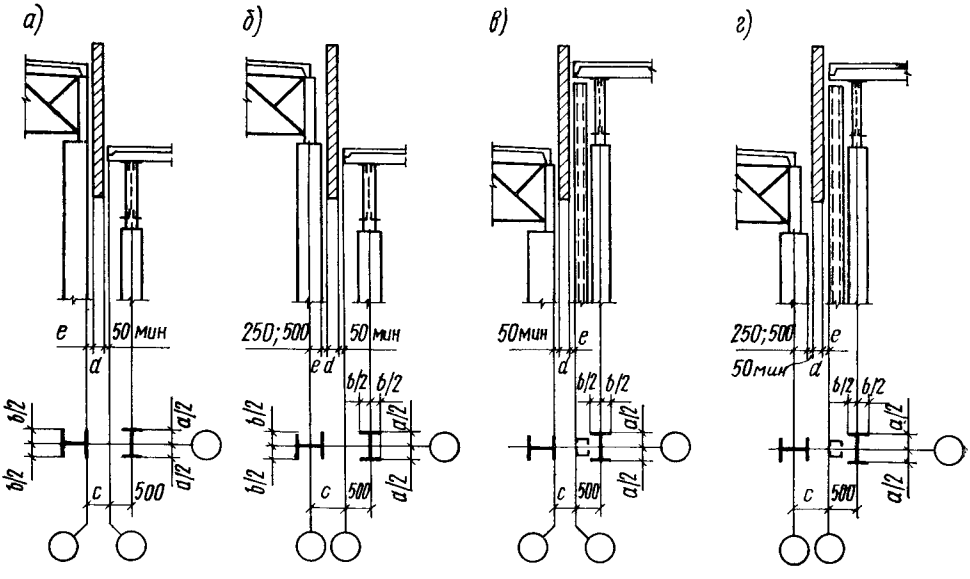


Рис. 5.8. Привязка колонн в месте примыкания взаимно перпендикулярных пролетов

лением) сумме размеров в соответствии с рис. 5.8 и табл. 5.1: при примыкании к продольной стороне повышенного пролета торцов пониженных пролетов — по рис. 5.8, *а* или 5.8, *б*, при примыкании к продольной стороне пониженного пролета торцов повышенных пролетов — по рис. 5.8, *в* или 5.8, *г*. Во всех случаях размер вставки должен быть не менее 300 мм.

Продольный шов между параллельными пролетами должен быть продлен в примыкающих перпендикулярных пролетах, где он является поперечным швом (рис. 5.9). При этом вставка между продольными разбивочными осями в продольном и поперечном швах должна быть одинаковой, равной размерам, указанным на рис. 5.5.

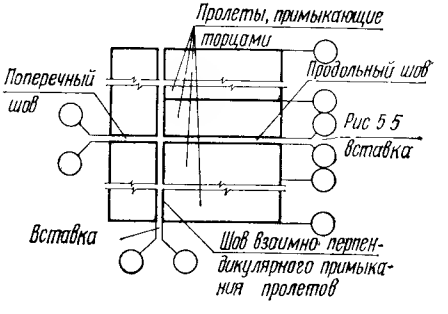


Рис. 5.9. Сочетания продольных и поперечных швов в зданиях с взаимно перпендикулярными пролетами

Таблица 5.1. **Размеры вставки между модульными разбивочными осями**

Привязка колонн, мм		Толщина панельных стен из бетона, мм			Толщина кирпичных стен, мм		
при перепаде высот параллельных пролетов	при взаимно перпендикулярном примыкании пролетов	200	250	300	250	380	510
0 и 0	0	300	350	400	350	450	600
0 и 250	250	550	600	650	600	700	850
0 и 500	500	800	850	900	850	950	1100
250 и 250	—	800	850	900	850	950	1100
250 и 500	—	1050	1100	1150	1100	1200	1350
500 и 500	—	1300	1350	1400	1350	1450	1600

Примечание. Размеры вставок даны для размеров зазора *е* не более 50 мм.

5.2.5. Привязка колонн и стен многоэтажных зданий к модульным разбивочным осям

Привязка конструктивных элементов к модульным разбивочным осям и размеры вставок между этими осями в местах температурных швов и примыканий многоэтажных зданий к одноэтажным принимаются следующими:

а) привязка колонн средних рядов к поперечным модульным разбивочным осям, кроме колонн в торцах зданий и у температурных швов, и к продольным модульным осям должна соответствовать указанной на рис. 5.10;

б) привязка колонн крайних рядов к поперечным модульным разбивочным осям, кроме колонн в торцах зданий и у температурных швов, и к продольным модульным разбивочным осям должна соответствовать указанной на рис 5.11;

в) привязка колонн средних и крайних рядов в торцах зданий к поперечным модульным разбивочным осям должна соответствовать указанной на рис. 5.12;

г) поперечный температурный шов следует решать, предусматривая две модульные разбивочные оси со вставкой между ними или совмещая ось шва с модульной разбивочной осью.

Размер вставки определяется принятым конструктивным решением и возможностью использования типовых удлиненных или угловых стеновых панелей.

Привязка парных колонн должна соответствовать указанной на рис. 5.13, при этом допускается размер 500 мм заменять большим, но кратным 250 мм;

д) продольный температурный шов на парных колоннах следует решать, предусматривая две модульные разбивочные оси со вставкой между ними; привязку колонн к этим осям следует принимать в соответствии с правилами, изложенными в п. «б»;

е) привязка внутренней плоскости наружных стен к продольным и поперечным модульным осям должна соответствовать правилам, изложенным в п. 5 2.3 «з»;

ж) в зданиях, состоящих из одноэтажной и многоэтажной частей, следует предусматривать единую сетку модульных разбивочных осей. При наличии в одноэтажной части здания продольного температурного шва образующийся в многоэтажной части здания поперечный температурный шов решается со вставкой между модульными разбивочными осями; вставка между модульными разбивочными осями в продольном и поперечном швах должна иметь одинаковую величину, равную размерам, указанным в п. 5.2.3 «д» и п. 5.2.3 «е» (рис. 5.14);

з) размер вставки между параллельными крайними модульными разбивочными

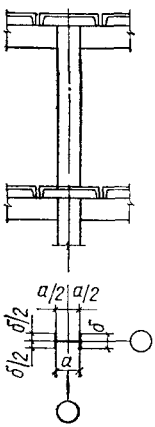


Рис. 5.10. Привязка колонн средних рядов многоэтажных зданий к разбивочным осям

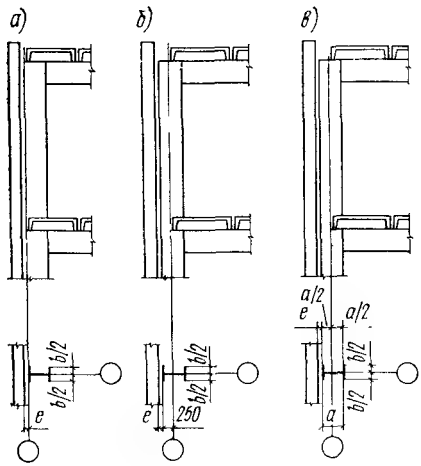


Рис. 5.11. Привязка колонн крайних рядов многоэтажных зданий к разбивочным осям

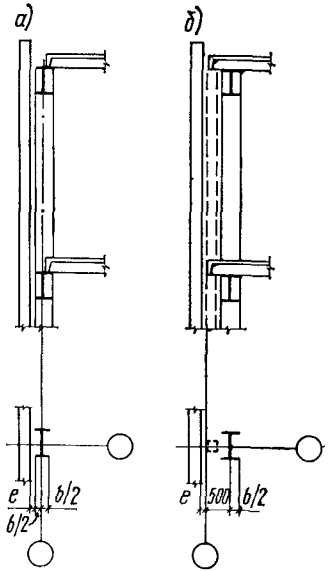


Рис. 5.12. Привязка колонн многоэтажных зданий к разбивочным осям в торцах

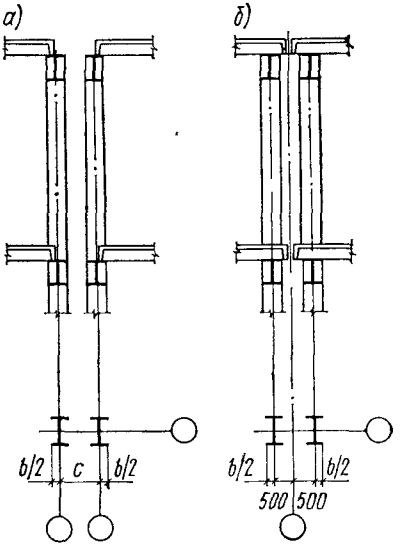


Рис. 5.13. Привязка колонн многоэтажных зданий к разбивочным осям в поперечных температурных швах

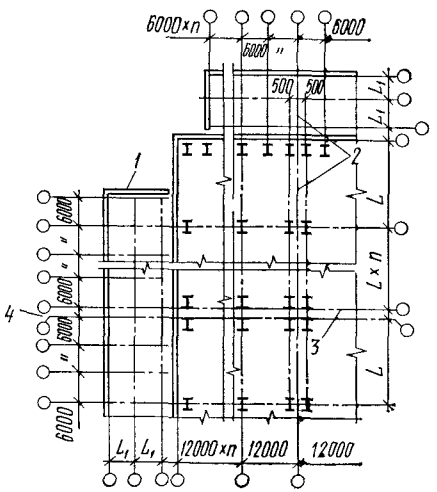


Рис. 5.14. Сочетания одноэтажной и многоэтажной частей зданий

1 — многоэтажные пристройки; *2* — поперечный шов без вставки; *3* — продольный шов; *4* — вставка

осями одноэтажных и многоэтажных частей зданий по линии пристройки следует назначить таким, чтобы в местах примыкания этих частей могли быть установлены типовые стеновые панели.

5.2.6. Уклоны кровли

Уклоны кровли принимаются:

при кровле из рулонных и мастичных материалов в покрытиях зданий, включающих стропильные конструкции, — от 1,5 до 5%; кровли зданий шириной до 12 м и кровли фонарей допускается проектировать плоскими с «нулевым» уклоном;

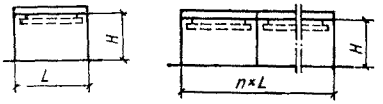
при кровле из листовых профилированных материалов — от 10 до 25% в зависимости от геометрических размеров кровельных листов, длины скатов, покрытий и климатических условий районов строительства; кровли зданий предприятий металлургической промышленности допускается проектировать с уклоном более 25%.

5.2.7. Габаритные схемы

При проектировании одноэтажных производственных зданий массового строительства руководствуются указаниями ГОСТов и других нормативных документов, регламентирующих сочетания пролетов, высот помещений, шагов колонн и грузоподъемности кранов. Применительно к зданиям со стальными и смешанными каркасами (для пролетов от 18 до 36 м) указанные сочетания приведены в табл. 5.2, 5.3, 5.4.

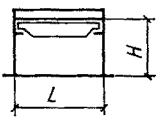
Отступления от приведенных габаритных схем допускаются при проектировании зданий, объемно-планировочные параметры или крановые нагрузки которых по технологическим требованиям превышают указанные в таблицах, а также уникальных зданий и экспериментальных зданий, если отступление от габаритных схем обусловлено особенностями эксперимента. Отступления допустимы также при проектировании реконструкции и расширении зданий, построенных с отступлениями от габаритных схем.

Таблица 5.2. **Габаритные схемы одноэтажных зданий со стальным и смешанным каркасом без кранов и с подвесными кранами общего назначения грузоподъемностью от 0,25 до 5 т включительно (шаг крайних колонн 6 м)**



Модульная высота этажа *H*, м	Модульный шаг средних колонн, м	Модульная ширина пролета, м			
		18	24	30	36
4,8	6 или 12	×	×	—	—
6	6 или 12	×	×	×	—
6,6	6	×	×	×	—
7,2; 7,8; 8,4	6 или 12	×	×	×	×
9,6; 10,8	6 или 12	×	×	×	×
12	12	×	×	×	×
13,2; 14,4	12	—	×	×	×
15,6; 16,8; 18	12	—	—	×	×

Таблица 5.3. **Габаритные схемы одноэтажных зданий пролетом 18 м со стальным и смешанным каркасом, оборудованных опорными мостовыми ручными кранами грузоподъемностью от 3,2 до 20 т включительно (шаг колонн 6 м)**



Модульная высота этажа *H*, м	Грузоподъемность крана, т	Номинальная отметка головки подкранового рельса, м
6	3,2; 5; 8	5
6,6	3,2; 5; 8	5,6
7,2	3,2; 5; 8	6,2
	12,5; 20	5,7
7,8	3,2; 5; 8	6,8
	12,5; 20	6,3
8,4	3,2, 5; 8	7,4
	12,5; 20	6,9
9	12,5; 20	7,5
9,6	12,5; 20	8,1

5.3. ТИПИЗАЦИЯ

Типизация стальных конструкций — одно из важнейших условий, способствующих повышению степени индустриализации промышленности металлических конструкций.

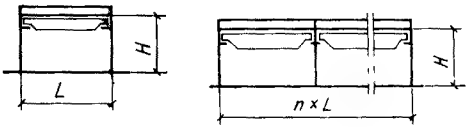
Основные цели типизации:

повышение качества проектов, сокращение объемов проектной документации и сроков их выдачи;

уменьшение трудоемкости изготовления и монтажа, повышение качества конструкций;

повышение серийности конструкций и создание предпосылок для организации крупносерийного высокомеханизированного и автоматизированного поточного производства.

Таблица 5.4. **Габаритные схемы одноэтажных зданий со стальным и смешанным каркасом, оборудованных опорными мостовыми электрическими кранами грузоподъемностью от 5 до 50 т включительно**



Модульная высота этажа *H*, м	Грузоподъемность, т	Номинальная отметка головки подкранового рельса, м	Модульный шаг колонн, м		Модульная ширина пролета *L*, м			
			крайних	средних	18	24	30	36
8,4	5; 8 л	6,35	6 или 12	6	×	×	—	—
				12	×	×	—	—
	8; 12,5	5,75	6 или 12	6	×	×	—	—
				12	×	×	—	—
9,6	5; 8 л	7,55	6 или 12	6	×	×	—	—
				12	×	×	—	—
	8; 12,5	6,95	6 или 12	6	×	×	—	—
				12	×	×	—	—
	20	6,55	6 или 12	6	×	×	—	—
				12	×	×	—	—
10,8	5; 8 л	8,75	6 или 12	6	×	×	—	—
				12	×	×	×	×
	8; 12,5	8,15	6 или 12	6	×	×	—	—
				12	×	×	×	×
	20; 32 л, с	7,75	6 или 12	6	×	×	—	—
				12	×	×	×	×
12	8; 12,5	9,35	6 или 12	12	×	×	×	×
	20; 32 л, с	8,95			×	×	×	×
	32; 50	8,60			—	×	×	×
13,2	8; 12,5	10,55	6 или 12	12	×	×	×	×
	20; 32 л, с	10,15			×	×	×	×
	32; 50	9,80			—	×	×	×
14,4	8; 12,5	11,75	6 или 12	12	×	×	—	—
	20; 32 л, с	11,35			×	×	×	×
	32; 50	11			—	×	×	×
15,6	; 32 л, с	12,65	6 или 12	12	—	×	×	×
	32; 50	12,20		—	—	×	×	×
16,8	20; 32 л, с	13,85	6 или 12	12	—	×	×	×
	32, 50	13,40			—	×	×	×
18	20; 32 л, с	15,05	6 или 12	12	—	×	×	×
	32; 50	14,60			—	×	×	×

Примечания к табл. 5.2, 5.3, 5.4: 1. На габаритных схемах условно показаны здания с пролетами одинаковой ширины, одного направления, без перепадов высот.

Допускается проектирование зданий с пролетами разной модульной ширины, а также с пролетами взаимно перпендикулярных направлений.

Проектирование зданий с перепадами высот допускается только при подтверждении целесообразности таких решений технико-экономическими расчетами. Перепад высот следует принимать кратным 0,6 м, но не менее 1,2 м.

2. На габаритных схемах условно не показаны уклоны кровель и фонари.

3. л — легкий режим работы крана; с — средний режим работы крана.

Разработка типовых стальных конструкций производственных зданий ведется в двух направлениях: создание типовых проектов отдельных металлоемких зданий (здания мартеновских и конвертерных цехов, корпусов ТЭЦ и ГРЭС и др.); создание приспособленных к различным отраслям промышленности конструкций и их сортаментов.

Наибольшее распространение получило второе направление — типизация массовых элементов стальных конструкций производственных зданий межотраслевого применения с созданием сортамента типовых конструкций.

5.3.1. Типизация элементов конструкций

Типизация стальных конструкций проводится с учетом технологии изготовления и монтажа конструкций, потребности в них и эксплуатационных требований.

Основные требования, предъявляемые к типовым конструкциям, предназначенным для компоновки каркасов производственных зданий различного назначения и возводимых в различных климатических зонах страны: оптимальность конструктивной формы, оптимальность сортаментного ряда.

Оптимизация конструктивной формы типовых элементов конструкций включает: выбор основных параметров конструкций, соответствующих их функциональному назначению; выбор оптимальной марки стали и оптимального сечения элементов профилей с целью возможно меньшей затраты металла. При этом должны учитываться возможно меньшая трудоемкость изготовления и монтажа конструкций, а также возможно бо́льшая скорость возведения.

Оптимизация сортамента типовых конструкций включает выбор оптимального числа типоразмеров и установление оптимальной градации типоразмеров.

Теоретически при применении типовых конструкций в различных конкретных условиях общий расход материала больше, чем на соответствующие индивидуальные конструкции. Это увеличение массы конструкций компенсируется повышением повторяемости (серийности) типовых конструкций и деталей, что приводит к снижению трудовых затрат при изготовлении и к уменьшению их стоимости.

Предельно допустимое относительное превышение расхода стали на типовые конструкции по сравнению с индивидуальными. За обобщающий критерий технико-экономической оценки сортамента типовых конструкций, заменяющего индивидуальные конструкции, принимаются приведенные затраты. Они позволяют количественно учитывать эффект повышения серийности изготовления конструкций и совершенствования технологии их изготовления и монтажа, различную стоимость проектирования зданий из индивидуальных и типовых конструкций, а также изменение (в зависимости от степени индустриализации изготовления) капиталовложений в базу производства конструкций.

Замена индивидуальных конструкций со средневзвешенной массой $m^{и}$ на типовые конструкции со средневзвешенной массой $m^{т}$ обоснована при условии, если приведенные затраты на типовые конструкции $n^{т}$ не будут больше приведенных затрат на индивидуальные $n^{и}$:

$$n^{т} \leqslant n^{и}. \qquad (5.1)$$

Использование приведенных затрат в качестве обобщающего критерия оценки оптимальности сортамента типовых конструкций позволяет установить:

коэффициент оптимальности типовых конструкций

$$\alpha_{опт} = n_0^{и}/n_0^{т}, \qquad (5.2)$$

где $n_0^{и}$, $n_0^{т}$ — удельные приведенные затраты на индивидуальные и типовые конструкции (на 1 т);

предельно допустимую массу средневзвешенной типовой конструкции ($m_{доп}^{т}$):

$$m_{доп}^{т} = \alpha_{опт} m^{и}. \qquad (5.3)$$

Предельно допустимое относительное превышение расхода стали на типовые конструкции ($\Delta m_{доп}^{т}$) равно:

$$\Delta m_{доп}^{т} = \frac{m^{т} - m^{и}}{m^{и}} 100\% \qquad (5.4)$$

или

$$\Delta m_{доп}^{т} = \left(\alpha_{опт} - 1\right) 100\%. \qquad (5.5)$$

При этом в приведенных затратах учитываются следующие компоненты: стоимость проектирования (чертежи КМ); стоимость конструкций в деле, включая стоимость разработки чертежей КМД, металлопроката, изготовления конструкций, транспортировки и монтажа; капитальные вложения в базу производства металлоконструкций; капитальные вложения в базу производства металлопроката; эксплуатационные расходы.

Приведенные затраты и удельные приведенные затраты связаны зависимостями:

$$n^{и} = n_0^{и} m^{и}; \qquad (5.6)$$

$$n^{т} = n_0^{т} m^{т}; \qquad (5.7)$$

$$n_0^{и} = C_{пр}^{н} + C_{д}^{и} + E_{н.стр} K_{стр}^{пр.и} + E_{н.мет} K_{мет}^{пр} + \frac{Э^{и}}{E_{н}}; \qquad (5.8)$$

$$n_0^{т} = C_{пр}^{т} + C_{д}^{т} + E_{н.стр} K_{стр}^{пр.т} + E_{н.мет} K_{мет}^{пр} + \frac{Э^{т}}{E_{н}}, \qquad (5.9)$$

где $C_{пр}^{и}$, $C_{пр}^{т}$ — стоимость проектирования (КМ) 1 т конструкций при индивидуальном исполнении и при привязке типовых конструкций; $C_{д}^{н}$, $C_{д}^{т}$ — стоимость в деле 1 т индивидуальных и типовых конструкций; $E_{н.стр}$, $E_{н.мет}$ — нормативные коэффици-

енты эффективности капиталовложений в строительной и металлургической промышленности; $K_{стр}^{пр.н}$, $K_{стр}^{пр.т}$ — приведенные капиталовложения в производство индивидуальных и типовых стальных конструкций; $K_{мет}^{пр}$ — то же, в производство металлопроката; $Э^{и}$, $Э^{т}$ — годовые эксплуатационные расходы на 1 т индивидуальных и типовых конструкций; $E_{н}$ — нормативный коэффициент эффективности капиталовложений; $E_{и.стр}$, $E_{н.мет}$, $E_{н}$, $K_{стр}^{пр.н}$, $K_{стр}^{пр.т}$, $K_{мет}^{пр}$, принимаются по нормативным документам.

Задача оптимизации сортамента типовых конструкций в зависимости от допустимого превышения расхода стали на типовые конструкции заключается в отыскании такого числа типоразмеров и соответствующих ему оптимальных градаций, при которых превышение расхода стали на типовые конструкции по сравнению с расходом на индивидуальные будет меньше допустимого или равно ему.

Для решения этой задачи необходимо иметь данные о характере распределения числа элементов по определяющему геометрическому параметру (пролет, высота здания и т. д.) и плотности распределения повторяемости расчетных нагрузок. Кроме этого, необходимо знать предельно допустимое относительное превышение расхода стали на типовые конструкции по сравнению с индивидуальными и закономерности изменения массы (стоимости) типовых конструкций в зависимости от изменения нагрузки.

Градация типоразмеров в сортаменте элементов конструкций может быть принята по арифметической прогрессии, характеризуемой постоянной величиной приращения массы двух смежных типоразмеров, или по геометрической прогрессии с постоянным отношением массы последующего типоразмера к массе предыдущего, или из условий равенства перерасходов (по сравнению с индивидуальными конструкциями) в каждом интервале. Последнее условие приводит к наименьшим потерям стали при оптимальном числе типоразмеров конструкций в сортаменте.

Исследования, выполненные в ЦНИИпроектстальконструкции, показали, что максимально допустимые превышения массы типовых конструкций в сравнении с массой индивидуальных составляют: при индивидуальном изготовлении типовых конструкций 4,5%; при поточном изготовлении 10%.

5.3.2. Номенклатура типовых стальных конструкций

Разработанные в ЦНИИпроектстальконструкции и в других организациях и утвержденные Госстроем СССР типовые стальные конструкции колонн, подкрановых балок, покрытий производственных зданий (стропильные и подстропильные фермы, светоаэрационные и аэрационные фонари, прогоны, связи), лестниц, площадок и их ограждений, стоек фахверков, фонарных и оконных переплетов и механизмов для их открывания позволяют комплектовать каркасы одноэтажных производственных зданий с унифицированными параметрами целиком из типовых конструкций. Кроме перечисленных типовых конструкций разработаны также типовые узлы.

Перечень серий типовых стальных конструкций одноэтажных производственных зданий (наименования выпусков даны с сокращениями)[1].

Серия 1.424-4. Стальные колонны одноэтажных производственных зданий.

Выпуск 1. Колонны зданий высотой 10,8—18 м с кранами до 50 т.

Выпуск 2. Колонны бескрановых зданий, зданий с подвесными кранами до 3,2 т и мостовыми кранами до 20 т высотой 6—9,6 м.

Выпуск 3. Колонны зданий высотой 10,8—18 м с кранами до 50 т для условий строительства на Крайнем Севере и в сейсмических районах.

Выпуск 4. Колонны с применением широкополочных двутавров для зданий высотой 10,8—18 м с кранами до 50 т.

Выпуск 5. Колонны с применением широкополочных двутавров для зданий высотой 10,8—18 м с кранами до 50 т для условий строительства на Крайнем Севере и в сейсмических районах.

Серия 1.423-4. Стальные колонны одноэтажных промышленных зданий без мостовых кранов.

Выпуск 1. Колонны зданий высотой 9,6—18 м.

Серия 1.424-3. Стальные колонны одноэтажных производственных зданий объектов черной металлургии.

Выпуск 1. Колонны зданий со спецкранами до 100 т прокатных и трубных цехов.

Выпуск 2. Колонны зданий со спецкранами до 560 т отделений непрерывной разливки стали, складов слябов, электросталеплавильных и вспомогательных цехов.

Серия 1.427-2. Стальные стойки продольного и торцевого фахверка для одноэтажных промышленных зданий.

Выпуск 1. Стойки фахверка для зданий с панельными стенами из легкого и ячеистого бетона.

Серия 1.426-1. Стальные подкрановые балки.

Выпуск 1. Разрезные балки пролетами 6 и 12 м под краны до 50 т.

Выпуск 2. Детали крепления рельсов к подкрановым балкам.

Выпуск 3. Балки путей подвесного транспорта пролетом 6 м.

Выпуск 4. Разрезные балки с поясами из тавров пролетами 6 и 12 м под краны до 50 т.

Выпуск 5. Разрезные балки пролетами 6, 12 и 18 м под краны 80—320 т.

Выпуск 6. Разрезные подкрановые балки пролетом 6 м под мостовые ручные краны.

Серия 1.462-8. Стальные подкрановые балки под краны специального назначения для объектов черной металлургии.

Выпуск 1. Разрезные балки пролетами 12 и 24 м.

Серия 1.460-2. Стальные конструкции покрытий производственных зданий с применением железобетонных плит.

Выпуск 1. Покрытия пролетами 18—36 м.

Выпуск 2. Покрытия пролетом 18 м со стропильными фермами пониженной высоты.

Серия 1.460-4. Стальные конструкции покрытий производственных зданий с применением профилированного настила.

Выпуск 1. Покрытия пролетами 18—36 м.

Выпуск 2. Подстропильные фермы пролетами 18 и 24 м.

Выпуск 3. Покрытия пролетами 18—36 м для зданий, возводимых в районах с повышенной сейсмичностью.

Выпуск 4. Покрытия пролетами 18—36 м для зданий, возводимых в районах Крайнего Севера.

---

[1] Более подробные характеристики типовых конструкций приведены в главах 8, 10—14.

Выпуск 5. Покрытия пролетами 18 и 24 м со стропильными фермами пониженной высоты.

Выпуск 6. Покрытия пролетом 18 м со стропильными фермами пониженной высоты для зданий, возводимых в условиях Крайнего Севера.

Выпуск 7. Покрытия пролетами 18 и 24 м со стропильными фермами пониженной высоты для зданий, возводимых в районах с повышенной сейсмичностью.

Серия 1.460-3. Стальные конструкции одноэтажных производственных зданий для условий конвейерной сборки и блочного монтажа.

Выпуск 1. Покрытия пролетами 24 и 30 м.

Серия 1.460-5. Стальные конструкции покрытий производственных зданий с применением круглых труб.

Выпуск 1. Покрытия пролетами 18—30 м.

Выпуск 2. Покрытия пролетами 18—30 м для зданий, возводимых в районах с повышенной сейсмичностью.

Серия 1.460-8. Стальные конструкции покрытий производственных зданий с применением широкополочных тавров.

Выпуск 1. Покрытия пролетами 18—36 м с применением стального профилированного настила.

Выпуск 2. Покрытия пролетами 18—36 м для зданий, возводимых в районах с повышенной сейсмичностью.

Выпуск 3. Покрытия пролетами 18—36 м для зданий, возводимых в районах Крайнего Севера.

Серия 1.462-5 (ОТП-2117)*. Стальные решетчатые прогоны пролетом 12 м.

Серия ПК-01-130/66. Стальные конструкции покрытий неотапливаемых зданий пролетами 18, 24, 30 и 36 м под кровлю из асбестоцементных волнистых листов. Основной выпуск и дополнение 1 «Монтажные стыки стропильных ферм на высокопрочных болтах».

Серия 1.464-11. Светоаэрационные фонари с одним ярусом переплетов.

Выпуск 1. Фонари с применением в покрытии стального профилированного настила.

Выпуск 2. Фонари с применением в покрытии железобетонных плит

Выпуск 3 Переплеты и пожарные лестницы.

Серия 1.464-13. Светоаэрационные фонари с двумя ярусами переплетов.

Выпуск 1. Фонари с применением в покрытии стального профилированного настила.

Выпуск 2. Фонари с применением в покрытии железобетонных плит.

Выпуск 3. Переплеты и пожарные лестницы.

Серия 1.464-6. Аэрационные фонари производственных зданий.

Выпуск 1. Конструкции фонарей из гнутых профилей

Выпуск 2. Конструкции фонарей из горячекатаных профилей.

Серия 1.464-1. Зенитные фонари для естественного освещения промышленных зданий.

Выпуск 1. Фонари с применением куполов из органического стекла.

Выпуск 2 Фонари с применением панели (1600×6200 м) из органического стекла.

Серия ПР-05-50/73. Стальные оконные панели из горячекатаных и гнутых профилей для промышленных зданий.

Серия 1.436-4. Стальные переплеты с повышенным уплотнением и механизмами открывания для отапливаемых зданий промышленных предприятий.

Серия 1.436-6. Стальные окна из спаренных тонкостенных труб с механизмами открывания.

Серия 1.436-8. Окна панельные стальные с заполнением профильным стеклом коробчатого и швеллерного типа

Серия 1.459-2. Стальные лестницы, переходные площадки и ограждения.

Выпуск 1. Конструкции из гнутых профилей с настилами и ступенями из штампованных и решетчатых элементов.

Выпуск 2. Конструкции из гнутых профилей с настилом и ступенями из рифленой стали.

Выпуск 3. Конструкции из горячекатаных профилей с настилом и ступенями из штампованных и решетчатых элементов.

Выпуск 4. Конструкции из горячекатаных профилей с настилами и ступенями из просечно-вытяжной рифленой и полосовой стали.

Серия 1.400-10/76. Типовые узлы стальных конструкций одноэтажных производственных зданий.

Выпуск 1. Узлы покрытий с применением ферм из уголков.

Выпуск 2. Узлы колонн и подкрановых балок.

Выпуск 3. Узлы тормозных конструкций, фахверка и вертикальных связей по колоннам.

Выпуск 5. Узлы крепления коммуникаций, располагаемых по колоннам, фахверковым стойкам и подкрановым балкам.

Выпуск 6. Узлы крепления коммуникаций, располагаемых в межферменном пространстве.

Серия 9389 КМ. Стальные конструкции покрытия типа «Берлин» для одноэтажных производственных зданий с применением стального профилированного настила.

Выпуск 1. Конструкции для зданий с расчетной сейсмичностью до 7 баллов.

Серия 1.466-2. Пространственные решетчатые конструкции из труб типа «Кисловодск».

Серия 10076 КМ. Стальные конструкции типа «Плауэн» одноэтажных производственных зданий с применением легких ограждающих конструкций.

Серия 9523 КМ. Стальные колонны одноэтажных производственных зданий с высотой от 4,8 до 10,8 м с применением в покрытии конструкций типа «Берлин» для районов с расчетной температурой —40° С и выше.

Серия 9474 КМ. Стальные стойки продольного и торцевого фахверка для одноэтажных производственных зданий с легкими ограждающими конструкциями с применением несущих конструкций типа «Берлин» и «Плауэн» и стропильных ферм из труб.

Серия 351/10*. Стальные конструкции фахверка стен производственных зданий с легкими ограждающими конструкциями и покрытиями в виде пространственных решетчатых конструкций.

Серия 1.426-2. Стальные конструкции путей подвесного транспорта.

Выпуск 2. Пути подвесного транспорта для производственных зданий с применением в покрытии стропильных ферм из труб и пространственно-стержневых систем типа «Кисловодск» и «Модуль».

Серия 1.460-6. Структурные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий пролетами 18 и 24 м из прокатных профилей типа ЦНИИСК.

Серия 1.436-9. Окна стальные для производственных зданий из легких металлических конструкций.

Выпуск 0. Указания по применению.

Выпуск 1. Окна из спаренных труб.

Выпуск 2. Окна из одинарных труб.

Выпуск 3 Монтажные узлы.

Чертежи типовых стальных конструкций распространяет Центральный институт типового проектирования (ЦИТП).

Помимо отдельных серий типовых конструкций, ЦИТПом издается строительный каталог, часть 3 «Унифицированные стальные конструкции одноэтажных производственных зданий». Этот каталог содержит паспорта серий типовых конструкций, который по мере утверждения новых серий дополняется соответствующими паспортами, а в случае исключения серий из числа действующих соответствующие паспорта исключаются из каталога.

5.3.3. Применение типовых конструкций при проектировании

Применение типовых конструкций обязательно во всех случаях, когда геометри-

* Распространяет ЦНИИпроектстальконструкция.

* Распространяет ВГПКИ Гипромонтажиндустрия.

ческие размеры конструкций (пролет, высота и т. п.) и действующие на них нагрузки находятся в пределах параметров, для которых разработаны типовые конструкции.

При составлении рабочих чертежей КМ преимущественно следует применять унифицированные типовые конструкции со следующими параметрами.

Покрытия:

пролеты стропильных ферм 18, 24, 30 и 36 м (длина панели верхнего пояса 3 м);

уклон кровли 1,5% для отапливаемых зданий и 1 : 3,5 для неотапливаемых зданий;

шаги стропильных ферм 6 и 12 м;

светоаэрационные фонари шириной 6 м при пролете здания 18 м и шириной 12 м при пролетах здания 24, 30 и 36 м.

Подкрановые балки:

разрезные пролетами 6 и 12 м; грузоподъемность кранов 10—50 т; режим работы кранов — тяжелый; режим работы зданий — обычный.

Колонны:

высота до низа стропильных ферм 10,8; 12, 13, 2 и 14,4 м;

грузоподъемность кранов: 10, 20, 32 т при высоте колонн 10,8 м; 10, 20, 30 и 50 т при высоте колонн 12 и 13,2 м; 20, 30 и 50 т при высоте колонн 14,4 м;

шаг колонн 12 м;

колонны — без проходов, а для зданий с тяжелым режимом работы — с проходами;

привязка наружных граней колонн к разбивочным осям здания 250 мм при отсутствии проходов и 500 мм при наличии проходов.

Применение типовых стальных конструкций с параметрами, отличающимися от приведенных, допускается с разрешения министерства (ведомства) — заказчика технической документации при наличии необходимых технико-экономических обоснований и с согласия министерства — изготовителя конструкций

Обоснованность применения стальных конструкций индивидуального проектирования должна быть подтверждена министерством (ведомством), утверждающим проект.

В рабочих чертежах КМ реальных объектов должны быть ссылки на материалы, приведенные в сериях типовых конструкций. Перечерчивание из альбомов серий элементов конструкций, узлов, деталей и т. п. не допускается.

В тех случаях, когда необходимо применить конструкции, незначительно отличающиеся от типовых, измененные типовые элементы следует вычерчивать полностью, причем часть типовой конструкции, не подвергшуюся изменению, вычерчивают тонкими линиями, а измененную часть — жирными линиями На чертеже измененного типового элемента указывают усилия и сечения для новой его части. Для части конструкции, которая остается без изменений, делают примечание, что она выполняется в соответствии с типовым элементом, приведенным в альбоме типовых конструкций (указывают № серии, № выпуска). Измененному типовому элементу присваивают марку типового элемента, принятого за основу, с добавлением буквы И.

Если применение конструкций индивидуального проектирования обоснованно, в них следует максимально использовать решения, принятые в типовых конструкциях (геометрические параметры, марки сталей, решения узлов, соединений и т. д.).

Альбомы серий типовых конструкций, используемых в рабочих чертежах КМ реальных объектов, к этим чертежам не прикладываются. Их приобретают заводы (организации) — составители чертежей КМД и изготовители конструкций.

Применение типовых конструкций должно находить отражение в разделе «Общие данные» комплекта чертежей КМ следующим образом:

в «Ведомость примененных и ссылочных документов» вносят серии примененных типовых конструкций, указывая в графе «Обозначение» номер серии и выпуска, а в графе «Наименование» полное наименование серии;

в общих указаниях оговаривают, для каких элементов применены типовые конструкции;

в «Ведомости металлоконструкций» указывают номера серий, выпусков и массу типовых конструкций, а также общую массу типовых конструкций, примененных в объекте (форму таблицы «Ведомости металлоконструкций» см. в разделе 5 СН 460—74).

Если в комплект чертежей КМ требуется включить чертежи общего вида, планов и разрезов, то типовые конструкции изображают на них, как и все прочие конструкции.

Маркировочные схемы составляют по форме и в объеме, обычно принятом для чертежей КМ (см. раздел 5 СН 460—74), но при этом маркировку примененных типовых конструкций и их узлов обозначают буквами или числами, которыми они замаркированы в соответствующей серии (выпуске) типовых конструкций (КМ или КМД) или типовых узлов.

Если марка типового элемента содержит много букв или цифр и неудобна для написания на чертеже, возможно применение условных марок, состоящих из меньшего числа знаков, но при этом в таблице «Характеристика элементов» указывают, какой марке из серии типовых конструкций соответствует данная условная марка.

В таблице «Характеристика элементов», помещаемой на листах маркировочных схем, указывают марки типовых конструкций, соответствующие номера серий и выпусков. Состав сечений и действующие усилия для типовых элементов не приводят.

Пример маркировки узлов сопряжений элементов, заимствованных из серий типовых конструкций:

номер узла 5 по серии	1.460-4 (номер серии) / 2 (номер выпуска)

5.4. СТАНДАРТИЗАЦИЯ

Основные цели стандартизации применительно к стальным строительным конструкциям:

ускорение технического прогресса, повышение эффективности общественного производства и производительности труда, в том числе инженерного и управленческого;

улучшения качества продукции и обеспечение его оптимального уровня;

установление рациональной номенклатуры выпускаемой продукции;

развитие специализации в области проектирования и производства продукции;

рациональное использование производственных фондов и экономия материальных и трудовых ресурсов.

При выполнении работ по стандартизации следует руководствоваться указаниями стандартов Государственной системы стандартизации (ГОСТ 1.0—68, 1.1.—68, 1.2—68*, 1.3—68*, 1.4—68*, 1.5—68).

В настоящее время применительно к стальным конструкциям производственных зданий действуют следующие государственные стандарты:

ГОСТ 21096—75. Панели оконные стальные из горячекатаных и гнутых профилей для производственных зданий.

ГОСТ 23118—78. Конструкции металлические строительные. Общие технические условия.

ГОСТ 23121—78. Балки подкрановые стальные для мостовых электрических кранов общего назначения грузоподъемностью до 50 т. Технические условия.

ГОСТ 23119—78. Фермы стропильные стальные сварные с элементами из парных уголков для производственных зданий. Технические условия.

ГОСТ 23120—78. Лестницы маршевые, площадки и ограждения стальные. Технические условия.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Барский В. Б.** Математические методы унификации строительных металлических конструкций. — Обзоры по вопросам проектирования металлических конструкций/ЦИНИС Госстроя СССР, М., 1969, № 2.

2. **Барский В. Б., Перельмутер А. В.** О применении математических методов при унификации стальных конструкций. — «Совершенствование производства металлических конструкций»/Тезисы докладов к Всесоюзному совещанию в Днепропетровске. М., Стройиздат, 1971.

3. **Бахмутский В. М.** Применение гнутых и гнутосварных профилей в типовых стальных конструкциях промышленных зданий. — Проектирование металлических конструкций/Информационный реферативный сборник, М., 1969, сер. 7, вып. 7(15).

4. **Бахмутский В. М., Велькин А. Л.** Применение холодногнутых профилей в конструкциях промышленных зданий. — Промышленное строительство, 1969, № 10.

5. **Бахмутский В. М.** Перспективы развития типизации стальных конструкций одноэтажных промышленных зданий. — «Совершенствование производства металлических конструкций»/Тезисы докладов к Всесоюзному совещанию в Днепропетровске. М., Стройиздат, 1971.

6. **Бахмутский В. М.** Основные условия для сравнения вариантов стальных конструкций. — Промышленное строительство, 1971, № 7.

7. **Бахмутский В. М., Гольдштейн И. Р., Шувалов Л. К.** Выбор высоты типовых стальных стропильных ферм. — Промышленное строительство, 1971, № 7.

8. **Бахмутский В. М.** Эффективность типизации стальных конструкций производственных зданий.—Промышленное строительство, 1977, № 1.

9. **Бахмутский В. М., Кузнецов В. В., Павлов Б. Г.** Стальные конструкции для массового строительства в СССР/Доклад на симпозиуме по производству массовых стальных конструкций. Прага, 1971.

10. **Бахмутский В. М.** Экономия стали при применении типовых стальных конструкций. — Экономика строительства, 1979, № 3.

11. **Бахмутский В. М.** Состояние и перспективы типизации стальных конструкций одноэтажных производственных зданий. — Материалы по металлическими конструкциями. М., 1977, вып. 19.

12. **Захаров В. В.** Стандартизация железобетонных конструкций и сооружений. М., 1966.

13. **Кузнецов В. В.** Пути увеличения серийности типовых стальных конструкций каркасов зданий. — Материалы по металлическим конструкциям. М., 1965, вып. 10.

14. **Кузнецов В. В.** Итоги и задачи типизации стальных конструкций. — В кн.: Металлические конструкции/Работы школы проф. Н. С. Стрелецкого. М., Стройиздат, 1966.

15. **Кузнецов В. В.** К вопросу о состоянии и перспективах развития разновидностей стандартизации стальных конструкций. — В кн.: Современное состояние и перспективы развития возведения каркасов промышленных зданий и сооружений с применением эффективных металлоконструкций. М., Стройиздат, 1967.

16. **Лапук А. Е., Бахмутский В. М.** Пути типизации стальных колонн одноэтажных производственных зданий. — Промышленное строительство, 1974, № 1.

17. **Ложкин Б. Г.** Пути совершенствования унифицированных стальных конструкций промышленных зданий. — Важнейшие проблемы промышленного строительства. М., 1965, вып. 1.

18. **Павлов Б. Г.** Допустимое увеличение веса стальных конструкций при типизации и методика его определения. — Проектирование металлических конструкций. М., 1969, вып. 11.

19. **Павлов Б. Г.** Оптимизация типовой конструктивной формы с учетом рационального применения сталей различной прочности. — Проектирование металлических конструкций, М., 1970, вып. 3.

20. **Павлов Б. Г.** Оптимизация типовых стальных конструкций с учетом требований и преимуществ поточного изготовления/Всесоюзное совещание по совершенствованию производства металлических конструкций. М., Стройиздат, 1971.

21. **Павлов Б. Г.** Типизация — один из факторов повышения эффективности строительных металлоконструкций. — Материалы по металлическим конструкциям. М., 1975, вып. 18.

22. Стальные конструкции производственных зданий из широкополочных двутавров/Я. А. Каплун, В. М. Бахмутский, А. Е. Лапук и др. — Промышленное строительство, 1976, № 2.

23. **Стрелецкий Н. С.** К вопросу типизации стальных конструкций промышленных зданий. — Строительная промышленность, 1954, № 3.

24. **Стрелецкий Н. С.** Влияние типизации на конструктивную форму сооружений. — Строительная промышленность, 1956, № 5.

25. **Стрелецкий Н. С.** Некоторые вопросы теории типизации сооружений. — Сборник МИСИ, 1958, № 22.

26. **Стрелецкий Н. С., Стрелецкий Д. Н.** Проектирование и изготовление экономичных металлических конструкций. М., Стройиздат, 1964.

ГЛАВА 6. КАРКАСЫ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

6.1. КЛАССИФИКАЦИЯ КАРКАСОВ

Каркас одноэтажных зданий представляет собой несущие конструкции, связанные в неизменяемую пространственную систему. При расчете эта система обычно расчленяется на ряд плоских систем.

Учет пространственной работы каркаса часто позволяет снизить расход стали и других материалов; целесообразность этого учета устанавливается в каждом отдельном случае исходя из конкретных условий — размеров сооружения, его конструктивной схемы, характера воздействия внешних нагрузок и других факторов.

При проектировании каркас здания обычно расчленяют на две системы — поперечную и продольную; работа каждой из них под нагрузкой принимается независимой. В состав этих систем каркаса включают конструкции, работа которых является существенной и определяющей для данной системы; все прочие конструкции, мало влияющие на схему системы и ее работу, из расчетной схемы исключают. Так, например, в поперечную систему каркасов обычно включают только колонны и ригели покрытий и перекрытий. В продольную систему каркаса включают колонны (входящие одновременно и в поперечную систему), подкрановые балки, подстропильные конструкции, вертикальные связи и те из продольных элементов, которые одновременно выполняют роль связевых, обеспечивая устойчивость колонн и неизменяемость системы. Выбор элементов, включаемых в каждую из систем каркаса, производят в зависимости от конструктивной схемы здания.

Конструкции, включенные в расчетную схему каркаса, условно относятся к основным; при расчете этих конструкций учитываются не только непосредственно приложенные к ним нагрузки, но и нагрузки, возникающие в результате их работы в системе каркаса. Все остальные конструктивные элементы, при принятом условном подразделении, относятся к второстепенным независимо от их расположения и функционального назначения. При расчете этих элементов обычно не учитывается фактическое участие их в работе каркаса здания в целом, хотя их влияние на общую жесткость каркаса в некоторых случаях может оказаться существенным.

Поперечная система каркаса независимо от ее конструктивной и расчетной схем условно называется *рамой*.

В зависимости от характера сопряжения элементов каркаса друг с другом различают следующие схемы:

шарнирные, в которых сопряжения всех элементов друг с другом при расчете принимают шарнирными;

жесткие, в которых все элементы жестко сопряжены друг с другом;

смешанные, в которых часть элементов сопрягается шарнирно, а часть жестко; такие системы применяются наиболее часто.

В поперечной системе (раме) каркаса колонны обычно проектируют жестко заделанными в фундаменте, что обеспечивает неизменяемость рам при шарнирных схемах и придает им бо́льшую жесткость, а в продольной системе — шарнирно опертыми, причем неизменяемость продольной системы обеспечивается постановкой по колоннам вертикальных связей.

6.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ РАМ

Конструктивные схемы рам разрабатываются по исходным данным общестроительного проекта здания с обязательным учетом максимального применения типовых элементов.

В конструктивной схеме необходимо установить в увязке с выбираемой расчетной схемой: 1) конфигурацию и основные размеры всех стержней, образующих раму; 2) типы отдельных стержней рамы (сплошные или решетчатые); 3) способ узловых сопряжений — болты (грубой, нормальной и повышенной точности, высокопрочные), сварка, клепка.

Расчетную схему рамы устанавливают по решенной конструктивной схеме. Длины и конфигурации стержней рамы в расчетной схеме определяют по схематическому чертежу, выполненному по геометрическим осям стержней. За геометрическую ось элемента обычно принимают линию, проходящую через центры тяжести его сечений. Высоты колонн отсчитывают от низа опорных плит.

Если нет предварительных размеров сечений элементов рам, то геометрические оси этих элементов допускается принимать проходящими посередине сечений. При шарнирных сопряжениях ригелей с колоннами за геометрическую ось ригеля принимают линию, соединяющую шарниры. При жестких сопряжениях ригелей с колоннами в одноэтажных и верхних этажах многоэтажных рам за геометрическую ось ригеля обычно принимают ось нижнего пояса; при этом ломаные очертания нижних поясов при небольших изломах разрешается принимать прямыми. Ригели, имеющие незначительный уклон, допускается принимать в расчетной схеме горизонтальными. Примеры установления расчетных осей ригелей для различных схем приведены в табл. 6.1.

Расчетная схема рамы должна учитывать конструктивные особенности рассматриваемого каркаса здания и возможно ближе соответствовать ее конструктивной схеме. В расчетной схеме должны быть установлены:

1) длины всех элементов и отдельных их участков с различными моментами инерции, а в случае учета продольных деформаций также и с различными площадями поперечных сечений;

2) соотношения между моментами инерции, а при учете продольных деформаций и соотношения между площадями отдельных элементов или их участков;

3) виды сопряжения элементов друг с другом и с фундаментами (полные или неполные защемления или шарниры);

4) характер закреплений системы и отдельных ее элементов от смещений (полное или упругое закрепление, отсутствие закрепления).

На рис. 6.1 приведен пример установления расчетной схемы однопролетной рамы производственного здания.

Конструктивная и расчетная схемы рамы должны обеспечивать неизменяемость и достаточную жесткость сооружения (ограниченные смещения) в горизонтальном направлении. Для этой цели следует предусматривать надлежащие размеры колонн и ригелей и других элементов исходя из рассмотрения каркаса здания в целом. При этом необходимо иметь в виду, что применение жестких узловых сопряжений зачастую усложняет изготовление и монтаж конструкций и не всегда приводит к экономии металла. Поэтому жесткие узлы следует назначать только в тех случаях, когда их применение дает общее снижение расхода металла на раму, а также если другими мерами нельзя обеспечить достаточную общую жесткость рамы.

Колонны рам одноэтажных зданий при наличии мостовых кранов проектируют переменного (ступенчатого) или постоянного сечения, а при отсутствии мостовых кранов — постоянного сечения с жестким защемлением их в фундаментах в обоих случаях (см. главу 8). Сопряжения колонн этих рам с ригелями следует назначать шарнирными или жесткими в зависимости от числа пролетов здания, высоты его, характеристики кранов и грунтов.

Таблица 6.1. **Примеры установления геометрических осей ригелей для различных расчетных схем**

При жестком сопряжении ригеля с колоннами		При шарнирном сопряжении ригеля с колоннами	
Конструктивная схема	Расчетная схема	Конструктивная схема	Расчетная схема
При $t<1/10$ и $L<9$ м			
При $t>1/10$ и $L>9$ м			
При $t<1/10$ и $L\leq18$ м		При $t<1/10$ и $L\leq18$ м	
При $t>1/10$ и $L>18$ м		При $t>1/10$ и $L>18$ м	

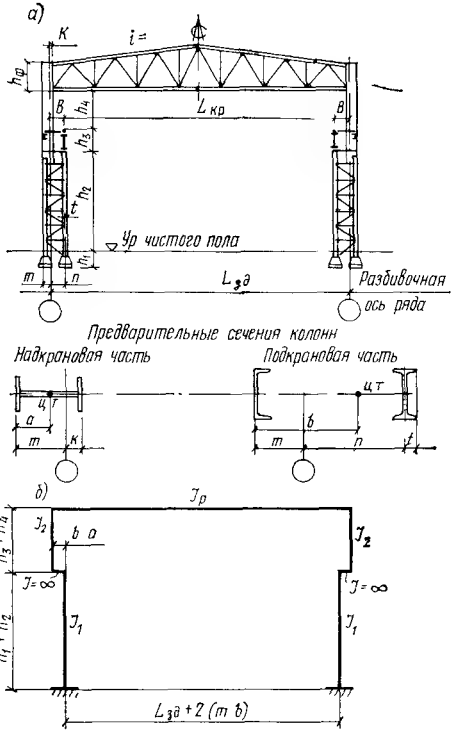


Рис. 6.1. Схемы поперечной рамы здания
а — конструктивная; *б* — расчетная

Жесткие сопряжения (рис. 6.2, *а*) рекомендуются при наличии кранов с жестким подвесом любой грузоподъемности или кранов, расположенных в два яруса, а также при пролете $L>36$ м и $H/L>1{,}5$ независимо от наличия или отсутствия кранов. В многопролетных зданиях применяются, как правило, шарнирные сопряжения ригелей с колоннами (рис. 6.2, *б*).

В зданиях, имеющих сложную конфигурацию с различными в отдельных пролетах нагрузками, высотами и сечениями колонн, рекомендуется выделять один или несколько пролетов с наиболее жесткими колоннами в виде рам с шарнирными или жесткими узлами; ригели остальных пролетов присоединять шарнирно к колоннам (рис. 6.3). Соединение колонн этих пролетов с фундаментами также шарнирное.

При слабых грунтах, учитывая возможные неравномерные осадки отдельных опор, следует все ригели сопрягать с колоннами шарнирно.

При назначении расчетных схем рам необходимо стремиться к максимальному их упрощению и сокращению числа неизвестных исходя из соотношения размеров и жесткостей элементов, характера работы рам

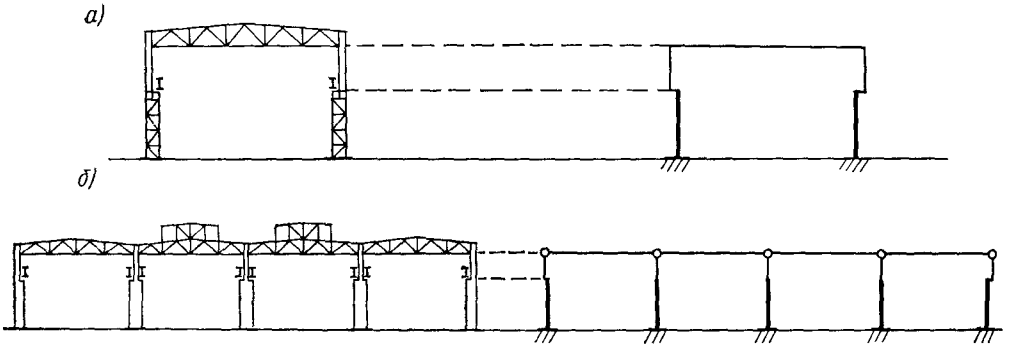


Рис. 6.2. Конструктивная и расчетная схемы каркасов одноэтажных промышленных зданий

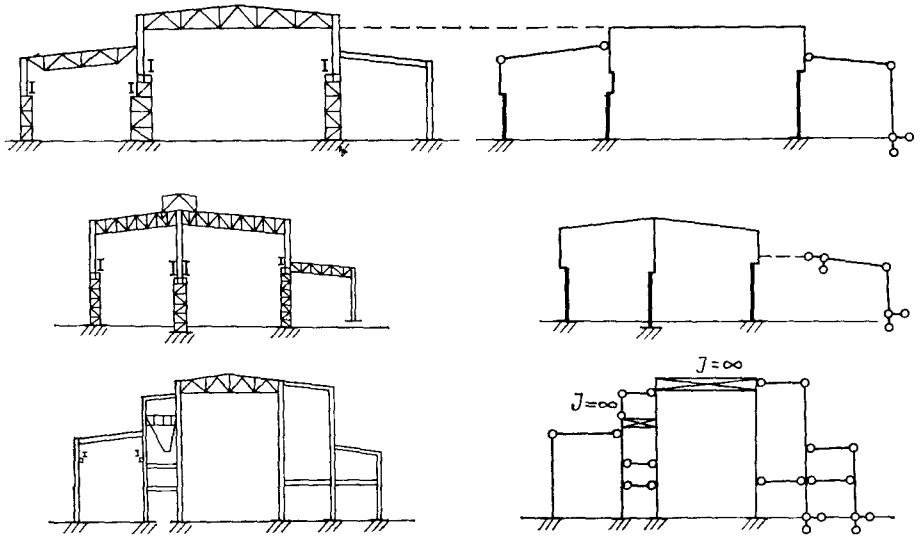


Рис. 6.3. Варианты схем каркасов промышленных зданий с выделенной в расчетной схеме основной жесткой рамой

при воздействии различных нагрузок и других особенностей каркаса с учетом следующих указаний.

1. При относительно больших моментах инерции отдельных элементов допускается принимать в расчетной схеме жесткость этих элементов бесконечной, если такое допущение идет в запас прочности рассчитываемого элемента конструкции. В частности, при расчете одноэтажных рам на горизонтальные нагрузки и нагрузки, приложенные к стойкам, допускается принимать жесткость ригеля бесконечной, если

$$\frac{i_p}{i_1} \geqslant \frac{6}{1+i_1/i_2}, \qquad (6.1)$$

где $i_p = I_p/l$ — погонная жесткость ригеля; в случае примыкания к колонне ригелей на одном уровне с двух сторон с погонными жесткостями I_{p1}/l_1 и I_{p2}/l_2 следует подставлять величину $i_p = I_{p1}/l_1 + I_{p2}/l_2$; i_1, i_2 — погонные жесткости соответственно нижней и верхней частей ступенчатых колонн.

2. При наличии жестких ригелей-диафрагм (бункера, балки-стенки и т. п.) рационально разделить раму по высоте на две части, каждую из которых рассматривать независимо (рис. 6.4).

3. При расчленении расчетной схемы рамы сложной конфигурации на отдельные расчетные схемы допускается не учитывать взаимную связь этих схем друг с другом,

если влияние, оказываемое ими друг на друга, невелико.

Краевые условия для элементов в местах сопряжения независимых расчетных схем назначают с учетом размеров и конструктивных особенностей каждой из систем. Так, в раме по рис. 6 4 стойку пристройки можно считать неподвижно опертой на колонну рамы через шарнирно-присоединенный ригель вследствие большой жесткости этой колонны; верхнюю однопролетную раму на рис. 6.4, *в* можно считать неподвижно закрепленной (шарнирно) в нижней в связи с большими размерами ригеля нижней рамы, расположенного в месте сопряжения отдельных расчетных систем и работающего как недеформируемая затяжка.

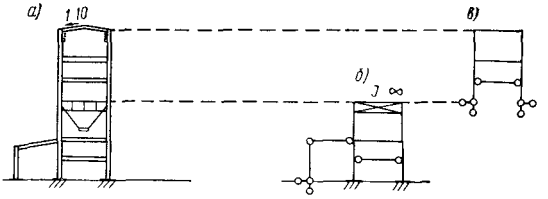


Рис. 6.4. Расчленение расчетной схемы рамы на две при жестком ригеле

а — конструктивная схема; *б*, *в* — расчетные схемы

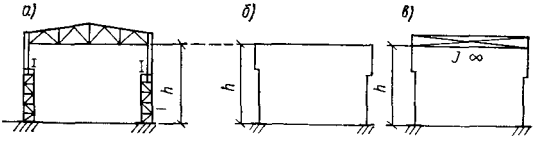


Рис. 6.5. Изменение расчетной схемы одноэтажной рамы в зависимости от направления и места приложения нагрузки

а — конструктивная схема; *б* — расчетная схема при вертикальных нагрузках на ригель; *в* — расчетная схема при горизонтальных нагрузках на ригель и любых нагрузках на колонны

4. В рамах с относительно жесткими ригелями (рис. 6.5) следует применять две расчетные схемы: при расчете на вертикальную нагрузку, приложенную к ригелю, — схему с конечной жесткостью ригеля (рис. 6.5, *б*); при расчете на остальные нагрузки — схему с ригелем бесконечной жесткости (рис. 6.5, *в*).

5. В расчетных схемах любых многопролетных и однопролетных рам с небольшой ассиметрией нагрузок (или ассиметрией колонн) при воздействии вертикальных нагрузок на ригели допускается принимать, что горизонтальные смещения узлов рамы на уровне ригелей отсутствуют.

Возможность других упрощений, аналогичных перечисленным, должна быть выявлена в каждом отдельном случае при выборе расчетных схем.

6.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫХ РАЗМЕРОВ СЕЧЕНИЙ СТЕРЖНЕЙ РАМ

Предварительные размеры сечений стержней рам определяются приближенными расчетами или принимаются по аналогии с ранее выполненными проектами. Можно пользоваться соотношениями между моментами инерции (площадями) стержней рам, определенными на основании опыта проектирования аналогичных каркасов. Расхождения между предварительно принятыми и окончательными соотношениями, при которых не требуется перерасчета, не должны превышать 30% для любых двух стержней рамы или их участков в пределах каждого стержня переменного сечения. При назначении предварительных соотношений между моментами инерции и площадями поперечного сечения отдельных стержней и их участков следует учитывать, что правильным выбором этих соотношений можно в определенных пределах влиять как на распределение усилий в статически неопределимой раме, так и на характер расчетной схемы.

При предварительном определении размеров сечений элементов рам допускается:

1) учитывать только главные нагрузки, не производя подробного сбора всех нагрузок;

2) ветровые нагрузки на стены и покрытие приводить к узловым, расположенным на уровне геометрических осей ригелей;

3) рассчитывать колонны на все нагрузки, за исключением горизонтальных, без учета смещений узлов рамной системы и без учета изгибающих моментов, возникающих в колоннах от собственного веса и веса стен и от вертикальных нагрузок, приложенных к ригелям;

4) определять моменты в защемленных колоннах от ветровой нагрузки исходя из предположения, что нулевые точки эпюры моментов находятся посередине высоты колонн, а при малой жесткости ригеля принимать шарнирное опирание его на колонну;

5) предварительный подбор сечений производить с приближенным использованием расчетных сопротивлений исходя из характера и степени приближенности определения действующих в сечении усилий.

Моменты инерции сквозных ригелей рам рекомендуется определять по формуле

$$J = \frac{0,9 F_1 F_2}{F_1 + F_2} h^2 = 0,9 J_0, \qquad (6.2)$$

где F_1 и F_2 — площади сечения поясов ригеля; h — расстояние между осями поясов ригеля; J_0 — момент инерции фермы посередине пролета.

Для стержней, в которых момент инерции изменяется постепенно, при невозможности установить простой закон его изменения по длине допускается принимать в расчетной схеме постоянный момент инерции, равный среднему арифметическому между максимальным и минимальным его значениями.

Расчетный момент инерции для двухскатных ферм может быть определен по формуле

$$J_р = kJ_0, \qquad (6.3)$$

где k — коэффициент, учитывающий влияние решетки и уклона фермы. Приближенно можно принять для уклона 1:8 $k=0,65$ и для уклона 1:12 $k=0,75$; при горизонтальном верхнем поясе $k=0,9$.

6.4. НАГРУЗКИ

В зависимости от состава учитываемых нагрузок различаются:

основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок;

особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, временных длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок.

При расчете конструкций на основные сочетания, включающие одну кратковременную нагрузку, значение последней должно учитываться без снижения, а при расчете на основные сочетания, включающие две или более кратковременных нагрузок, расчетные значения этих нагрузок или соответствующих им усилий должны умножаться на коэффициент сочетаний $n_c=0,9$ (если в нормах проектирования конструкций и оснований не приводятся иные значения).

При расчете конструкций на особые сочетания расчетные значения кратковременных нагрузок или соответствующих им усилий должны умножаться на коэффициент сочетаний $n_c=0,8$, кроме случаев, оговоренных в нормах проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах и других нормах проектирования конструкций и оснований. При этом особая нагрузка должна приниматься без снижения.

Вертикальная или горизонтальная нагрузка (только вертикальная или горизонтальная вместе с вертикальной) принимается за одну кратковременную нагрузку. При учете одного крана вертикальные и горизонтальные нагрузки от него необходимо принимать без снижения. При учете двух кранов значения нагрузок необходимо умножать на коэффициент сочетаний: $n_c=0,85$ для зданий обычного режима работы; $n_c=0,95$ для зданий тяжелого режима работы. При учете четырех кранов коэффициенты сочетаний принимаются соответственно равными $n_c=0,7$; $n_c=0,8$.

Вертикальная крановая нагрузка принимается от двух сближенных кранов в каждом пролете, но не более чем от четырех кранов на все здание, установленных в наиболее невыгодном положении, а горизонтальные нагрузки — только от двух кранов на все здание.

Установка двух одинаково сближенных кранов при разном давлении на катки производится по одной схеме, т. е. с одинаковым чередованием давлений в каждом кране. При расположении кранов на двух или более ярусах в пролете вертикальная нагрузка от них учитывается одновременно только в тех случаях, когда это допускают технологические условия в соответствии с заданием на проектирование.

Нормативные значения нагрузок принимаются по подсчетам на основании исходных данных; полезную нагрузку — по техническим заданиям и СНиП II-6-74; нагрузку от кранов и технологического оборудования — по техническим заданиям, действующим каталогам и государственным стандартам; атмосферные (снег и ветер) нагрузки — по СНиП II-6-74, при этом динамическая составляющая ветровой нагрузки, вызываемая пульсацией скоростного напора, учитывается только для зданий пролетами $L>36$ м и $H/L>1,5$ введением коэффициента 1,2.

Сбор нагрузок, приходящихся на рамы от примыкающих элементов, рекомендуется производить в предположении разрезной схемы этих элементов. Уточнение нагрузки с учетом фактических статических схем примыкающих элементов производится лишь в отдельных случаях для наиболее ответственных конструкций и при больших внешних нагрузках.

Для того чтобы облегчить составление возможных комбинаций и расчетных сочетаний нагрузок, рекомендуется собирать нагрузки по каждому виду в отдельности (постоянная и временная — равномерно распределенная, вертикальное давление кранов, торможение кранов, снег, ветер и т. п.).

При определении нагрузок, приходящихся на колонны от подкрановых балок, динамический коэффициент не учитывается.

Места приложения нагрузок должны наиболее близко соответствовать действительному характеру их распределения по элементам.

Для упрощения расчетов допускаются отдельные отклонения от действительной схемы передачи нагрузок с тем, однако, чтобы эти отклонения не снижали запасов прочности конструкции. Так, например, допускается: при сосредоточенных внешних нагрузках собственные веса несущих конструкций присоединять к этим нагрузкам также в виде соответствующих сосредоточенных грузов; заменять, в случае необходимости, действующие нагрузки специально подобранными эквивалентными; горизонтальные нагрузки от торможения кранов

при небольших (до 1 м) высотах подкрановых балок и малых значениях этих нагрузок прикладывать в тех же местах, где передаются вертикальные давления подкрановых балок, т. е. на уровне их нижнего пояса; ветровые нагрузки, приходящиеся на кровлю здания (включая фонарь), прикладывать в виде сосредоточенной силы на уровне геометрической оси ригеля рамы без учета моментов, возникающих от такого переноса нагрузки; устанавливать в каждом отдельном случае (исходя из рассмотрения конструктивной и расчетной схем рамы) возможные упрощения схемы приложения внешних нагрузок.

6.5. РАСЧЕТ РАМ

Расчет рам, как правило, следует производить на ЭВМ (см. главы 33—35). Для случаев, когда ЭВМ не могут быть использованы, а также при оценке достоверности расчета на ЭВМ рекомендуется руководствоваться следующими указаниями.

Способ расчета рам[1] (точный или приближенный) выбирается в зависимости от принятой расчетной схемы рамы, значения действующих нагрузок, характера сооружения и необходимой точности результатов расчета. При расчете рекомендуется применять готовые формулы, графики, таблицы и различные приближенные способы определения усилий в элементах[2]. К точным способам расчета следует прибегать лишь в тех случаях, когда усилия не могут быть определены более простыми методами.

При выполнении расчетов рам следует уделять особое внимание надлежащему выбору основной системы с целью сокращения числа неизвестных, уменьшения числа побочных перемещений при расчетах методом сил и т. п. Для упрощения расчета рекомендуется широко использовать симметрию систем, включать в состав основной системы статически неопределимые стержни и элементарные рамы, усилия в которых могут быть определены по имеющимся готовым формулам, и т. п.

При наличии большого числа различных по значению и приложенных в одних и тех же точках нагрузок рекомендуется производить расчет на единичные нагрузки, а действительные усилия от нагрузок определять при составлении таблиц комбинаций усилий путем умножения усилий от единичной нагрузки на соответствующие коэффициенты.

В результате статического расчета рам должны быть получены усилия в каждом элементе и в узловых сопряжениях элементов от всех видов нагрузок, а также и от их расчетных сечений, необходимые как для подбора сочетаний элементов, так и для расчета сопряжений (в том числе и сопряжений с фундаментами).

[1] Приводимые указания относятся к расчету рам по плоскостной схеме.

[2] Такие таблицы и графики в удобной для пользования форме даны в «Справочнике проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений». Расчетно-теоретический том». Кн 1-я, М, 1972.

Расчетные сочетания усилий удобнее всего вычислять в табличной форме.

Практические приемы расчета одноэтажных рам разных типов

Рамы типа 1 с шарнирным сопряжением ригелей с колоннами

а) Ригели примыкают к общим колоннам на одном уровне (рис. 6.6). Изгибающие моменты в каждой стойке рамы определяются как для консоли, находящейся под воздействием непосредственно приложенной

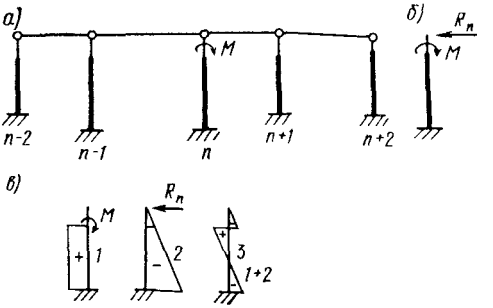


Рис. 6.6. Эпюры моментов в стойках рам с шарнирным примыканием ригелей в одном уровне
а — схема рамы; *б* — схема стойки с нагрузками; *в* — эпюры моментов в стойках: *1* — от внешней нагрузки; *2* — от реактивной силы; *3* — суммарная

к ней внешней нагрузки и силы R_n, приложенной на шарнирном конце стойки, определяемой по формуле

$$R_n = R_в - r_в \frac{\Sigma R_в}{\Sigma r_в}, \qquad (6.4)$$

где $R_в$ — опорная реакция на шарнирном конце рассматриваемой стойки, определяемая от внешней нагрузки при условии неподвижности этого конца; значение $R_в$ определяется по табл. 6.2; $r_в$ — сила, которую нужно приложить к шарнирному концу рассматриваемой стойки для смещения этого конца на $\Delta = 1$; значение $r_в$ определяется по табл. 6.3; $\Sigma R_в$ и $\Sigma r_в$ — соответственно суммы $R_в$ и $r_в$ по всем стойкам рамной системы.

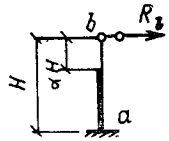
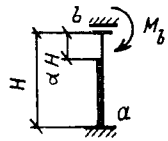
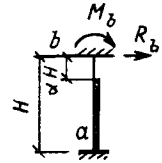
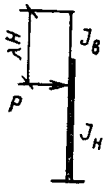
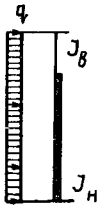
Величина $r_в \frac{\Sigma R_в}{\Sigma r_в}$ представляет собой усилие, на которое уменьшается $R_в$ вследствие фактической податливости шарнирного конца стойки. Окончательная эпюра изгибающих моментов в каждой стойке представляет собой сумму эпюр *1* и *2* (см. рис. 6.6), возникающих в консоли от внешней нагрузки и от силы R_n.

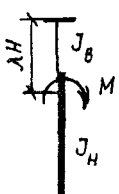
б) Если ригели примыкают к общим колоннам на разных уровнях, то рекомендуется применять метод сил независимо от числа пролетов и нагрузок, приняв за неизвестные усилия в ригелях.

Рамы типа 2 с ригелями бесконечной жесткости, жестко сопряженными с колоннами

Ригели примыкают к общим колоннам на одном уровне (рис. 6.7). Изгибающие

Таблица 6.2. **Формулы для определения реакций R_B и M_B, возникающих при нагружении стойки**

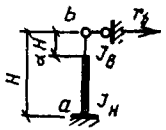
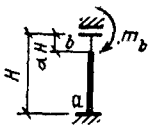
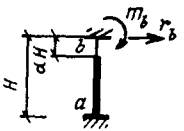
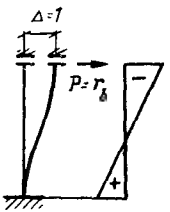
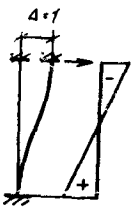
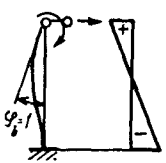
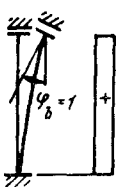
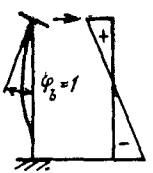
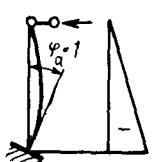
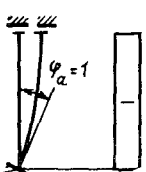
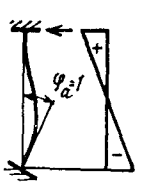
Вид нагрузки	Характеристики	Схема I 	Схема II 	Схема III 
	$\lambda < \alpha$	$R_B = -\frac{P}{2C}[(1-\lambda)^2(2+\lambda) + \mu(\alpha-\lambda)^2(2\alpha+\lambda)]$	$M_B = -\frac{PH}{2A}[(1-\lambda)^2 + \mu(\alpha-\lambda)^2]$	$M_B = \frac{(1-\lambda)^2[(2+\lambda)B-2C] + \mu(\alpha-\lambda)^2[(2\alpha+\lambda)B-2C]}{4AC-3B^2}PH;$ $R_B = \frac{(1-\lambda)^2[3B-2A(2+\lambda)] + \mu(\alpha-\lambda)^2[3B-2A(2\alpha+\lambda)]}{4AC-3B^2}P$
	$\lambda = \alpha$	$R_B = -\frac{P}{2C}(1-\alpha)^2(2+\alpha)$	$M_B = -\frac{PH}{2A}(1-\alpha)^2$	$M_B = \frac{(1-\alpha)^2[(2+\alpha)B-2C]}{4AC-3B^2}PH;$ $R_B = \frac{(1-\alpha)^2[3B-2A(2+\alpha)]}{4AC-3B^2}P$
	$\lambda > \alpha$	$R_B = -\frac{P}{2C}(1-\lambda)^2(2+\lambda)$	$M_B = -\frac{PH}{2A}(1-\lambda)^2$	$M_B = \frac{(1-\lambda)^2[(2+\lambda)B-2C]}{4AC-3B^2}PH;$ $R_B = \frac{(1-\lambda)^2[3B-2A(2+\lambda)]}{4AC-3B^2}P$
	$\mu = 0$	$R_B = -\frac{P}{2}(1-\lambda)^2(2+\lambda)$	$M_B = -\frac{PH}{2}(1-\lambda)^2$	$M_B = \lambda(1-\lambda)^2PH;$ $R_B = -(1-\lambda)^2(1+2\lambda)P$
	$\mu \neq 0$	$R_B = -\frac{3F}{8C}qH$	$M_B = -\frac{C}{6A}qH^2$	$M_B = \frac{9BF-8C^2}{12(4AC-3B^2)}qH^2;$ $R_B = \frac{2BC-3AF}{2(4AC-3B^2)}qH$
	$\mu = 0$	$R_B = -\frac{3}{8}qH$	$M_B = -\frac{qH^2}{6}$	$M_B = \frac{qH^2}{12}$ $R_B = -\frac{qH}{2}$

Вид нагрузки	Характеристики	Схема I	Схема II	Схема III
	$\lambda < \alpha$	$R_в = -\frac{3M}{2HC}[(1-\lambda)^2 + \mu(\alpha^2-\lambda^2)]$	$M_в = -\frac{M}{A}[(1-\lambda) + \mu(\alpha-\lambda)]$	$M_в = \frac{(1-\lambda)[3B(1+\lambda)-4C] + \mu(\alpha-\lambda)[3B(\alpha+\lambda)-4C]}{4AC-3B^2}M$, $R_в = \frac{6(1-\lambda)[B-A(1+\lambda)] + 6\mu(\alpha-\lambda)[B-A(\alpha+\lambda)]}{4AC-3B^2}\frac{M}{H}$
	$\lambda = \alpha$	$R_в = \frac{3M}{2HC}(1-\alpha^2)$	$M_в = -\frac{M}{A}(1-\alpha)$	$M_в = \frac{(1-\alpha)[3B(1+\alpha)-4C]}{4AC-3B^2}M$; $R_в = \frac{6(1-\alpha)[B-A(1+\alpha)]}{4AC-3B^2}\frac{M}{H}$
	$\lambda > \alpha$	$R_в = -\frac{3M}{2HC}(1-\lambda^2)$	$M_в = -\frac{M}{A}(1-\lambda)$	$M_в = \frac{(1-\lambda)[3B[1+\lambda)-4C]}{4AC-3B^2}M$; $R_в = \frac{6(1-\lambda)[B-A(1+\lambda)]}{4AC-3B^2}\frac{M}{H}$
	$\mu = 0$	$R_в = -\frac{3M}{2H}(1-\lambda^2)$	$M_в = -M(1-\lambda)$	$M_в = (1-\lambda)(3\lambda-1)M$, $R_в = -6(1-\lambda)\lambda\frac{M}{H}$

Примечание Конец *b* стойки закреплен: в схеме I — от смещения; в схеме II — от поворота сечения; в схеме III — от смещения и поворота сечения Конец *a* стойки во всех схемах закреплен от смещения и поворота. На схемах указаны положительные направления внешних нагрузок и реакций $R_в$ и $M_в$.

Обозначения: $\mu = \frac{J_н}{J_в} - 1$; $A = 1 + \alpha\mu$; $B = 1 + \alpha^2\mu$; $C = 1 + \alpha^3\mu$; $F = 1 + \alpha^4\mu$.

Таблица 6.3. **Формулы для определения реакций $r_в$ и $m_в$, возникающих при деформации стойки**

Вид деформации	Схема I			Схемы II			Схема III		
									
$\Delta_b=1$ или $\Delta_a=1$		$\mu\neq0$	$r_в=+\frac{3EJ_н}{H^3C}$		$\mu\neq0$	$m_в=-\frac{6B}{4AC-3B^2}\frac{EJ_н}{H^2}$; $P=r_в=+\frac{12A}{4AC-3B^2}\frac{E_н}{H^3}$		$\mu\neq0$	$m_в=-\frac{6B}{4AC-3B^2}\frac{EJ_н}{H^2}$; $r_в=+\frac{12A}{4AC-3B^2}\frac{EJ_н}{H^3}$
		$\mu=0$	$r_в=+\frac{3EJ}{H^3}$		$\mu=0$	$m_в=-\frac{6EJ}{H^2}$; $P=r_в=+\frac{12EJ}{H^3}$		$\mu=0$	$m_в=-\frac{6EJ}{H^2}$; $r_в=+\frac{12EJ}{H^3}$
$\varphi_в=1$		$\mu\neq0$	$m_в=+\frac{4C}{4AC-3B^2}\frac{EJ_н}{HJ_н}$; $r_в=-\frac{6B}{4AC-3B^2}\frac{EJ_н}{H^2}$		$\mu\neq0$	$m_в=+\frac{EJ_н}{AH}$		$\mu\neq0$	$m_в=+\frac{4C}{4AC-3B^2}\frac{EJ_н}{H}$; $r_в=-\frac{6B}{4AC-3B^2}\frac{EJ_н}{H^2}$
		$\mu=0$	$m_в=+\frac{4EJ}{H}$; $r_в=-\frac{6EJ}{H^2}$		$\mu=0$	$m_в=+\frac{EJ}{H}$		$\mu=0$	$m_в=+\frac{4EJ}{H}$; $r_в=-\frac{6EJ}{H^2}$
$\varphi_a=1$		$\mu\neq0$	$r_в=-\frac{3}{C}\frac{EJ_н}{H^2}$		$\mu\neq0$	$m_в=-\frac{EJ_н}{AH}$		$\mu\neq0$	$m_в=+\frac{6B-4C}{4AC-3B^2}\frac{EJ_н}{H}$; $r_в=-\frac{12A-6B}{4AC-3B^2}\frac{EJ_н}{H^2}$
		$\mu=0$	$r_в=-\frac{3EJ}{H^2}$		$\mu=0$	$m_в=-\frac{EJ}{H}$		$\mu=0$	$m_в=+\frac{2EJ}{H}$; $r_в=-\frac{6EJ}{H^2}$

Примечание. Конец b стойки закреплен. в схеме I — от смещения; в схеме II — от поворота сечения; в схеме III — от смещения и поворота сечения. Конец стойки a во всех схемах закреплен от смещения и поворота. На верхних схемах указано положительное направление $r_в$ и $m_в$.

Обозначения: $\mu=\frac{J_н}{J_в}-1$; $A=1+\alpha\mu$; $B=1+\alpha^2\mu$; $C=1+\alpha^3\mu$.

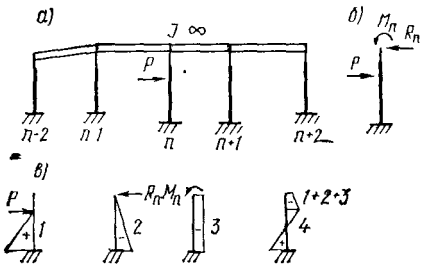


Рис. 6.7. Эпюры моментов в стойках рам с жестким примыканием жестких ригелей в одном уровне

а — схема рамы; *б* — схема с нагрузками; *в* — эпюры моментов в стойках: *1* — от внешней нагрузки; *2* — от силы R_n; *3* — от момента M_n; *4* — суммарная

моменты в каждой стойке рамы определяются как для консоли, находящейся под воздействием непосредственно приложенной к ней внешней нагрузки и усилий R_n и M_n. Усилие R_n определяется по формуле (6.4), а M_n — по формуле

$$M_n = M \quad - m_в \frac{\Sigma R_в}{\Sigma r_в}, \qquad (6.5)$$

где $R_в$ и $M_в$ — опорная реакция и опорный момент на конце стойки, примыкающей к ригелю, определенные от внешней нагрузки, при условии закрепления этого конца от поворота и от смещения. Значения $R_в$ и $M_в$ определяются по табл. 6.2; $r_в$ — сила, которую нужно приложить к примыкающему к ригелю концу стойки, закрепленному от поворота, для смещения этого конца на $\Delta = 1$; $m_в$ — изгибающий момент, возникающий на примыкающем к ригелю конце стойки, закрепленном от поворота при смещении его на $\Delta = 1$. Значения $r_в$ и $m_в$ определяются по табл. 6.3.

Рамы типа 3 с ригелями конечной жесткости, жестко сопряженными с колоннами

При расчете рам этого типа в связи с необходимостью учета деформаций ригелей возрастает число неизвестных и объем расчетов по сравнению с расчетом ранее рассмотренных рам. С целью упрощения расчетов и сокращения их объема рекомендуются способы, основанные на методе деформаций. Общим для всех этих способов является то, что раму рассчитывают сначала в предположении неподвижности всех ее узлов, а затем с учетом поворотов и смещений их; при этом реактивные усилия, возникающие в дополнительных опорных стержнях, препятствующих смещению и поворотам узлов, считают приложенными к рассчитываемой раме с обратным знаком в качестве внешней нагрузки. Окончательные эпюры моментов находят суммированием эпюр, полученных в раме с неподвижными узлами, с эпюрами, полученными в раме от отрицательных реактивных усилий.

Для рам рассматриваемого типа рекомендуются три способа расчета, каждый из которых имеет свою область применения.

1. Способ последовательных приближений наиболее рационально применять для рам, рассчитываемых на однократную загрузку (всех стержней или части). Особенно быстро вычисляются искомые значения моментов на концах стержней при отсутствии смещений узлов рамы. Если необходимо определить отдельно моменты от загружения каждого из стержней рамы временной нагрузкой, то объем вычислений существенно возрастает, поэтому проще сначала определить моменты по концам стержней, возникающие от единичных внешних моментов, приложенных к каждому узлу рамы, а затем, умножая их на действительные узловые моменты и суммируя, получить окончательные значения моментов.

2. Способ приведенных характеристик рекомендуется для определения моментов, возникающих от единичных узловых внешних моментов. Применение этого способа позволяет за счет некоторого увеличения объема предварительных вычислений значительно быстрее, чем при расчете способом последовательных приближений, определить значения моментов на концах стержней. Моменты на концах стержней определяются после однократного распределения действующего узлового момента. Таким образом, способ приведенных характеристик следует применять при наличии большого числа отдельных загружений.

3. Смешанный способ удобен для расчета рам с ригелями, расположенными на одном уровне. В этом случае в отличие от обычного смешанного метода строительной механики смещения узлов рассматриваются не как неизвестные, а как внешняя нагрузка. Однако при более сложных конфигурациях рам рациональнее для сокращения вычислений применять способ последовательных приближений или способ приведенных характеристик.

6.6. ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ КОЛОНН

Горизонтальные деформации (смещения) колонн в поперечном направлении на уровне верхнего пояса подкрановых балок в зданиях с тяжелым режимом работы[1], а также колонн открытых подкрановых эстакад не должны превышать:

для зданий или отдельных пролетов при плоской расчетной схеме	$\frac{1}{2500}h$
то же, при пространственной расчетной схеме	$\frac{1}{4000}h$
для открытых подкрановых эстакад независимо от расчетной схемы	$\frac{1}{4000}h$

h — расстояние от низа базы колонны до головки рельса.

[1] К зданиям с тяжелым режимом работы относятся здания с кранами особого режима работы (краны весьма тяжелого режима работы, применяемые в металлургическом производстве), а также здания, перечисленные в этом параграфе. Все остальные здания относятся к зданиям обычного режима работы.

Примерный перечень зданий с тяжелым режимом работы

Металлургические заводы

Отделение миксера
Главные здания сталеплавильных (мартеновских, конвертерных, электросталеплавильных) цехов
Дворы изложниц
Шихтовые дворы
Отделения раздевания слитков
Скрапо-разделочные базы (копровые и шлаковые отделения, отделения огневой резки)
Склады чугуна и слитков
Здания чистки и смазки изложниц
Здания нагревательных колодцев
Пролеты складов заготовок, отделочные пролеты и пролеты складов готового проката прокатных и трубопрокатных цехов

Ферросплавные заводы

Главные здания и шихтовые дворы

Заводы других отраслей промышленности

Пролеты, в которых эксплуатируются мостовые электрические краны весьма тяжелого режима работы

Проверка горизонтальных смещений колонн в остальных случаях необязательна, и деформации этих колонн не нормируются.

Смещения колонн зданий и эстакад определяются от поперечных сил торможения одного крана наибольшей грузоподъемности из числа установленных в здании или на эстакаде. Смещение колонн определяется из условия равенства смещений двух противостоящих колонн на уровне верхнего пояса подкрановых балок, при этом на менее жесткую колонну передается не менее 30% полной силы торможения; для каждой из противостоящих колонн A и $Б$ эти смещения могут быть определены по формуле

$$\Delta = \frac{\delta_{AA}\,\delta_{ББ} - \delta_{AБ}\,\delta_{БA}}{(\delta_{AA} + \delta_{ББ}) - (\delta_{AБ} + \delta_{БA})}\,T. \qquad (6.6)$$

В частном случае для симметричных рам $\delta_{AБ} = \delta_{БA}$, и формула (6.6) принимает вид

$$\Delta = \frac{\delta_{AA}\,\delta_{ББ} - \delta_{AБ}^2}{\delta_{AA} + \delta_{ББ} - 2\delta_{AБ}}\,T, \qquad (6.7)$$

где T — наибольшее усилие от нормативного поперечного торможения одного крана, приходящееся на колонну; δ_{AA} — горизонтальное перемещение колонны A на уровне верхнего пояса подкрановой балки от силы $P=1$, приложенной к колонне A на этом же уровне; $\delta_{ББ}$ — горизонтальное перемещение колонны $Б$ на уровне верхнего пояса подкрановой балки от силы $P=1$, приложенной к колонне $Б$ на этом же уровне; $\delta_{AБ}$ и $\delta_{БA}$ — соответственно перемещения колонны A ($Б$) на уровне верхнего пояса подкрановой балки от силы $P=1$, приложенной к колонне $Б$ (A) на этом же уровне.

Перемещения δ_{AA}, $\delta_{ББ}$ и $\delta_{AБ}$ определяются в расчетной схеме рамы без учета кранового моста в качестве распорки.

6.7. ПРОДОЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ КАРКАСА

Назначение продольных конструкций каркаса — обеспечивать неизменяемость каркаса и устойчивость элементов в продольном направлении, а также воспринимать все внешние воздействия на сооружение в продольном направлении (ветер на торцевые стены, продольное торможение кранов; усилия, вызываемые температурными изменениями, и др.).

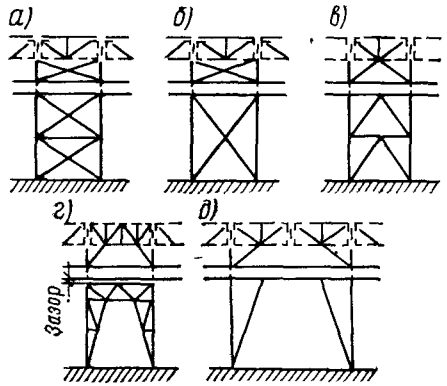


Рис. 6.8. Типы вертикальных связей по колоннам

а, б — крестовые; *в* — полураскосные; *г* — портальные; *д* — подкосные

Наибольшее распространение имеет связевая система продольных конструкций. При этой системе по каждому продольному ряду колонн располагаются вертикальные связи, воспринимающие нагрузки, направленные вдоль здания и передающие их на фундаменты.

Если из-за расстановки оборудования, размещения проездов или других местных условий полностью отсутствует возможность расположить связи по какому-либо из рядов, то развязка колонн этого ряда с восприятием продольных нагрузок может осуществляться устройством жестких сопряжений продольных элементов каркаса с колоннами (рамная система) и установкой дополнительных горизонтальных связей, расположенных в плоскостях перекрытий или покрытий и передающих усилия с этого ряда на смежные.

Рекомендуется применение связей с обычной крестовой решеткой (рис. 6.8, *а*, *б*). Другие типы связей — полураскосные (рис. 6.8, *в*), а также в виде порталов (рис. 6.8, *г*) или подкосов (рис. 6.8, *д*) — применяются, если невозможно размещение крестовой решетки или при шаге колонн более 12 м.

Подкрановые балки, ригели фахверков, балки площадок, перекрытий и другие продольные элементы используются обычно в качестве распорок, входящих в систему связей продольного каркаса.

Геометрическую схему вертикальных связей (разбивка панелей и решетки) сле-

дует назначать с учетом фактического расположения этих элементов. При наличии подстропильных ферм последние включаются в качестве продольного элемента в систему связей.

Вертикальные связи проектируются двух типов: основные — располагаемые по всей высоте колонн от верхнего конца до фундаментов; верхние — располагаемые в пределах верхних участков колонн до верха подкрановых балок.

Основные связи должны воспринимать продольные усилия обеспечивать неизменяемость конструкций каркаса в продольном направлении. Эти связи следует располагать в средней части температурного отсека здания, благодаря чему достигается свобода температурных перемещений конструкций в обе стороны, а также снижение температурных напряжений в колоннах

Верхние связи должны обеспечивать правильность установки верхушек колонн в период монтажа, а также непосредственную передачу продольных усилий с верхних участков торцевых стен на расположенные ниже основные конструкции, служащие распорками (например, на подкрановые балки, тормозные площадки, балки междуэтажных перекрытий), и далее через них на основные связи. Верхние связи рекомендуется устанавливать по краям температурного отсека, а также в тех панелях, где расположены вертикальные и поперечные горизонтальные связи между ригелями покрытия.

Примыкание вертикальных связей к колоннам, имеющим постоянную высоту сечения, а также к верхним участкам колонн с переменной высотой сечения (ступенчатых) рекомендуется осуществлять по оси колонн при условии, что высота сечений не превышает 600 мм. В местах крепления связей к стенкам колонн должны быть установлены горизонтальные диафрагмы, доходящие до поясных листов и приваренные к ним (см. главу 8).

В ряде случаев целесообразно смещать плоскость связей с осей колонн, располагая их по наружным или внутренним граням сечения колонн (в зависимости от высоты сечения колонн, положения примыкающих к колоннам стен, габаритов приближения кранов и других местных условий); при этом следует учитывать расположение подстропильных ферм, балок перекрытий и других продольных конструкций, помещая связи в одной плоскости с этими конструкциями, входящими в связевую систему.

При высоте сечения колонн, превышающей 600 мм, а также при двухветвевых колоннах, сплошных или решетчатых, рекомендуется применять парные связи, примыкающие к каждой грани или к каждой ветви колонны.

Вертикальные связи ниже уровня подкрановых балок при двухветвевых основных колоннах рекомендуется располагать в плоскости каждой из ветвей колонн, при наличии же фахверка в плоскости наружной ветви колонн допускается установка связей на нижнем участке основной колонны только в плоскости подкрановой ветви колонны.

При назначении геометрических схем продольного каркаса надо стремиться к центрированию элементов на их геометрические оси; если это условие невыполнимо, следует в зависимости от значений эксцентрицитетов и действующих усилий учитывать в отдельных случаях влияние внецентренного приложения усилий.

В продольных конструкциях каркаса должны быть проверены расчетом: верхние связи, основные связи, распорки (или другие конструкции, выполняющие роль распорок), а также горизонтальные деформации (смещения) колонн на уровне верхнего пояса подкрановых балок в зданиях с тяжелым режимом работы и в открытых подкрановых эстакадах; эти смещения в продольном направлении не должны превышать 1/4000 высоты колонн от низа базы до уровня подкранового рельса. Смещения колонн определяют от горизонтальной продольной нагрузки, вызываемой одним краном наибольшей грузоподъемности из числа установленных в пролете или на эстакаде. Продольная тормозная сила распределяется между всеми связями, установленными в пределах температурного отсека; при отсутствии вертикальных связей тормозная сила передается на продольную раму, расположенную в пределах температурного отсека. Связи рассчитывают в предположении полных шарниров во всех узлах, в том числе и в узле сопряжения колонн с фундаментами. Распорки, расположенные на участке между двумя системами связей, рассчитывают только на растяжение; распорки, расположенные по одну сторону связей, рассматриваются как сжатые элементы.

При применении крестовой решетки связей допускается расчет по условной схеме в предположении, что раскосы воспринимают только растягивающие усилия. Соответствующая расчетная схема связей изображена на рис.6.9. Расчет связей производится так же, как расчет ферм с параллельными поясами.

При определении усилий в элементах связей обжатие колонн, как правило, не учитывается. Стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых элементов, должны быть рассчитаны на усилие, равное условной силе $Q_{усл}$ в основном сжатом стержне, определяемой по указаниям главы 4.

Гибкость вертикальных связей не должна превышать:

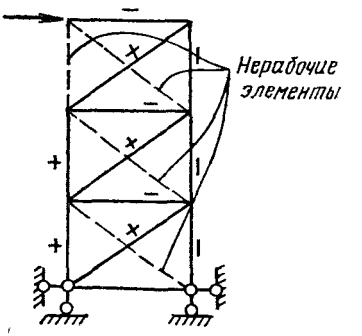


Рис. 6.9. Расчетная схема крестовых связей

сжатых элементов, расположенных ниже подкрановых балок	150
остальных сжатых элементов связей и элементов, служащих для уменьшения расчетной длины сжатых стержней	200
растянутых элементов, расположенных ниже подкрановых балок:	
в зданиях с тяжелым режимом работы	200
в зданиях с обычным режимом работы	300
остальных растянутых элементов:	
в зданиях с тяжелым режимом работы	300
в зданиях с обычным режимом работы	400

Сечения элементов связей рекомендуется компоновать из уголков. Для сжатых распорок рекомендуется применение кре-

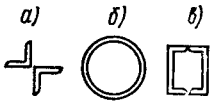


Рис. 6.10. Рекомендуемые сечения сжатых распорок связей

а — крестовое из двух уголков; *б* — трубчатое; *в* — коробчатое из двух швеллеров

стовых сечений из двух уголков, трубчатых (круглого или квадратного сечения) или из двух швеллеров (рис. 6.10).

При применении связей полураскосного типа (рис. 6.8, *в*) или в виде подкосов (рис. 6.8, *д*) с включенными в систему связей балками (подкрановыми, балками перекрытий и т. п.), несущими вертикальную нагрузку, элементы связей должны быть рассчитаны не только на горизонтальные нагрузки, приходящиеся на связи, но и на соответствующую вертикальную нагрузку. При этом балки, входящие в систему связей, рекомендуется с целью сокращения числа типов и примыканий сохранять такими же, как и на остальных участках, на которых отсутствуют связи.

Расчет на вертикальную нагрузку допускается производить по упрощенной статически определимой схеме. Изгибающий момент в балках определяется в предположении неподвижного опирания их на подкосы по разрезной и неразрезной схеме, а нормальная сила принимается равной горизонтальной составляющей усилия в подкосах. Усилия в подкосах (в запас прочности) определяются без учета совместной работы подкосов и балки.

При больших вертикальных нагрузках на подкрановые или другие балки, входящие в систему полураскосных, портальных или подкосных связей, рекомендуется проектировать связи по схемам, обеспечивающим свободный прогиб балок в вертикальном направлении и восприятие связями только горизонтальных нагрузок (рис. 6.8, *г*, *д* и рис. 6.11).

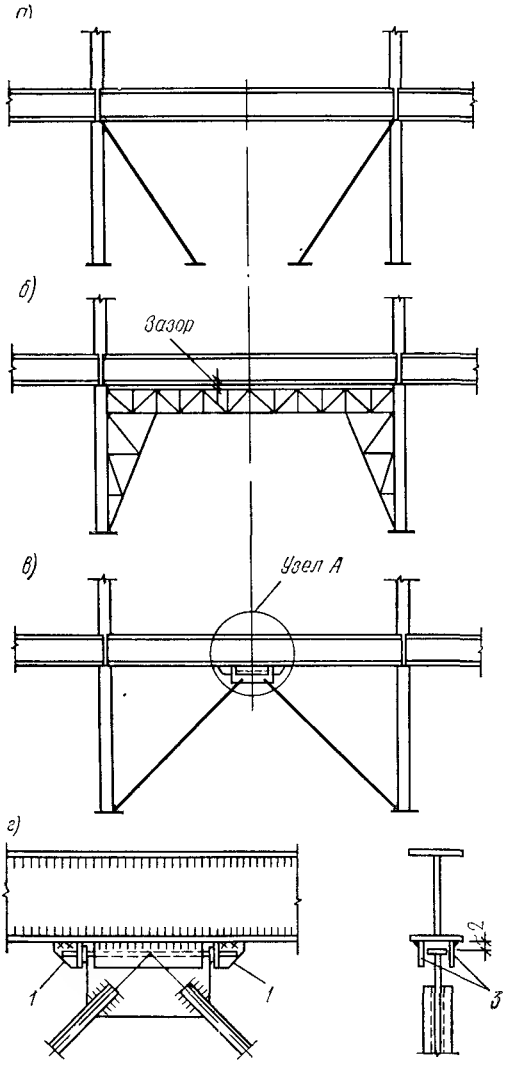


Рис. 6.11. Примеры вертикальных связей по колоннам, работающих только на горизонтальные нагрузки

а — подкосы колонн; *б* — независимая рама; *в* — вертикально-свободное присоединение связей к середине балки; *г* — деталь узла *А*: *1* — упор; *2* — зазор; *3* — направляющие

6.8. УЧЕТ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

Расчет стальных конструкций одноэтажных промышленных зданий на температурные воздействия можно не производить: при расстояниях между температурными швами в конструкциях в продольном и поперечном направлениях, не превышающих указанных в п. 10.9 СНиП II-В.3-72, а также при применении конструкций, в которых не накапливаются температурные перемещения благодаря промежуточным гибким конструкциям в качестве компенсаторов (например, при поперечном расположении фонарей по схеме на рис. 6.12 и др.).

В остальных случаях вопрос о необходимости расчета конструкций на температурные воздействия следует решать с учетом указаний СНиП II-6-74 в зависимости от расчетного температурного перепада, жесткости колонн, узлов и уровня расположения продольных конструкций, подверженных температурным удлинениям, а так-

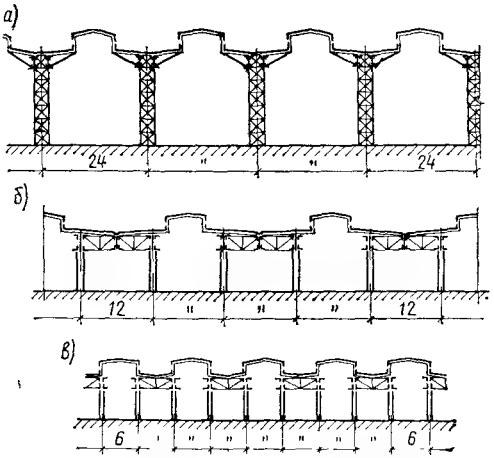


Рис. 6.12. Схема поперечных конструкций с возможностью свободных температурных деформаций

а — при шаге колонн 24 м; *б* — то же, 12 м; *в* — то же, 6 м

же от местоположения вертикальных связей, ограничивающих температурные деформации. Установка связей по обоим концам температурного отсека не рекомендуется, так как такие связи препятствуют температурным деформациям конструкций.

При расчете продольных конструкций на температурные воздействия рекомендуется, как правило, учитывать температурные деформации только продольных элементов (прогонов, подстропильных ферм, подкрановых балок и т. п.) или ригелей рам. Температурные деформации колонн учитываются лишь в особых случаях при большом местном нагреве их. При расчете конструкций на температурные воздействия рекомендуется учитывать пластическую стадию работы элементов конструкций и соединений.

6.9. УЧЕТ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАБОТЫ КАРКАСА

Целесообразность учета пространственной работы каркаса устанавливается в каждом отдельном случае исходя из рассмотрения: размеров сооружения, его конструктивной схемы, характера, величины и способа приложения нагрузок, типа продольных конструкций с точки зрения соответствия их дополнительным требованиям (неразрезность, жесткость и т. п.), связанным с работой их на нагрузки, действующие в поперечном направлении. Учет пространственной работы каркаса целесообразен в крановых зданиях.

Функции продольных дисков, обеспечивающих пространственную работу каркаса, могут выполнять стальные связевые фермы, площадки, а также ограждающие конструкции, выполненные из других материалов.

К числу таких дисков относятся, например, кровельные покрытия и перекрытия из сборных или монолитных железобетонных плит, стального профилированного настила, волнистой стали и т. п. Эти диски следует рассматривать в качестве продольных элементов. При нежесткой кровле, например кровле из волнистых асбестоцементных плит, учитываются только продольные связи покрытия.

Обычно в промышленных зданиях имеется по высоте несколько продольных дисков, удовлетворяющих предъявляемым к ним требованиям.

В каждом отдельном случае необходимо установить, какие именно диски должны быть учтены при расчете по пространственной схеме. В одноэтажных промышленных зданиях с покрытиями, расположенными на одном уровне, обычно учитывается только один продольный диск, расположенный в уровне покрытия (горизонтальные связи или кровля). В одноэтажных зданиях с покрытиями, расположенными на разных уровнях, могут учитываться диски, расположенные в уровне каждого из покрытий.

Расчет каркаса по пространственной схеме производится различно в зависимости от жесткости продольных дисков, числа включаемых в расчет продольных дисков и расположения колонн в плане (одинаковые или разные шаги колонн по разным рядам).

При пространственном расчете одноэтажных промышленных зданий с одним продольным диском следует:

1) стальной каркас рассматривать как систему неразрезных балок — продольных дисков на упруго оседающих опорах, где роль неразрезных балок играют продольные конструкции, а упруго оседающих опор — поперечные рамы;

2) при пространственном расчете стального каркаса жесткую кровлю (сборные железобетонные плиты, стальной профилированный настил, волнистая сталь и др.) учитывать в качестве продольного элемента. При нежесткой кровле, например из волнистых асбестоцементных плит, учитывать только продольные связи покрытия. В отдельных случаях при наличии других продольных элементов, как, например, тормозных и рабочих площадок, рекомендуется учитывать и эти элементы, особенно при наличии в их плоскости горизонтальных поперечных воздействий,

3) расчетную схему поперечной рамы принимать в виде плоской рамы, воспринимающей, помимо приложенной непосредственно к ней внешней нагрузки, также силы горизонтального отпора, возникающие в плоскости продольных дисков вследствие пространственной работы каркаса;

4) при наличии одного продольного диска приближенный расчет поперечной рамы выполнять в такой последовательности:

определяют нагрузки от кранов на каждую из колонн рассматриваемой рамы;

в плоской раме определяют усилия от приложенной к ней в плоскости продольного диска горизонтальной нагрузки $P=1$;

принимают условное закрепление поперечной рамы от смещения на уровне про-

дольного диска путем установки дополнительной связи;

определяют усилия и реакцию R в дополнительной связи условно закрепленной рамы от крановых нагрузок;

определяют горизонтальную смещающую силу $H=R(1-\alpha_т)$, где $\alpha_т$ — коэффициент отпорного действия, учитывающий пространственность системы и принимаемый по табл. 6.4 и 6.5;

5) расчетные усилия от крановых нагрузок в рассматриваемой раме определять путем сложения двух величин: усилий от крановых нагрузок, определенных в условно закрепленной раме (п. 4), и усилий от горизонтальной нагрузки $P=1$, умноженных на горизонтальную смещающую силу H.

Коэффициент отпорного действия пространственной системы $\alpha_т$ при жесткой кровле следует принимать по табл. 6.4, при нежесткой кровле — по табл. 6 5.

Таблица 64. Значения коэффициента $\alpha_т$ при жесткой кровле

Тип кровли	Грузоподъемность кранов, т	
	5—50	75 и более
Сборные железобетонные плиты, стальной профилированный настил, волнистая сталь	0,55	0,70

Таблица 65. Значения коэффициента $\alpha_т$ при нежесткой кровле

r	Грузоподъемность кранов, т	
	5—50	75 и более
0,1	0,15	0,20
1	0,30	0,45
5	0,40	0,50
50	0,50	0,60

Примечание. Число рам в блоке — 4 и более.

Коэффициент пространственной жесткости определяется по формуле

$$r=\frac{EJ\bar{\Delta}}{b^3}, \qquad (6.8)$$

где E — модуль упругости стали; $\bar{\Delta}$ — смещение плоской рамы в плоскости диска от $P=1$, приложенной в той же плоскости; b — шаг рам; J — момент инерции продольного диска, равный сумме моментов инерции всех продольных связевых ферм покрытия, умноженных на коэффициент 0,7 при сварных связевых фермах и 0,5 при болтовых соединениях элементов связей.

Значения коэффициента r при жесткой кровле приведены в табл. 6.6.

Продольные диски (связи, площадки и т. п.), участвующие в пространственной работе каркаса, а также их крепления должны быть рассчитаны как неразрезные системы на упругих опорах.

Таблица 66 Значение коэффициента r при жесткой кровле

Тип кровли	Шаг рам, м	Число поперечных пролетов	r
Сборные железобетонные плиты	6—12	2 и более	20
Стальной профилированный настил	6—12	1	10
Волнистая сталь	6—12	1 и более	5

В высоких коротких зданиях (например, здание миксера сталеплавильных цехов) местные воздействия передаются через продольные диски на каркасы торцевых стен, усиленные специальными вертикальными связями.

6.10. ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСОВ

Стальные конструкции каркасов зданий составляют более половины всей массы стальных конструкций, возводимых в нашей стране. Поэтому совершенствование конструктивных форм элементов каркасов имеет первостепенное значение

Основные направления совершенствования строительных стальных конструкций: унификация объемно-планировочных и конструктивных решений; широкое применение типовых конструкций; внедрение легких ограждающих конструкций зданий с использованием стального профилированного настила; изыскание новых конструктивных форм на основе дальнейшего развития принципов концентрации материала и совмещения функций; использование сталей повышенной и высокой прочности и экономичных профилей проката; применение пространственных схем конструкций; расширение области применения предварительно-напряженных конструкций; использование блочного и конвейерного монтажа конструкций; применение монтажных соединений на высокопрочных болтах.

Ниже приведены примеры реализации указанных положений в каркасах, возведенных в последние годы по проектам ЦНИИпроектстальконструкции и других организаций объединения Союзметаллостройниипроект.

Примером широкой унификации конструктивных решений каркасов зданий являются проекты Волжского и Камского автозаводов.

В проекте главного корпуса Волжского автозавода (рис. 6.13) впервые была применена в большом объеме на площади 600 тыс. м² легкая плоская кровля из стального профилированного оцинкованного настила с эффективным полистирольным утеплителем, что позволило существенно облегчить несущие конструкции и значительно сократить сроки строительства. Особенности технологического процесса, связанные с необходимостью подвески к конструкциям покрытия конвейеров и других транспортных устройств, потребовали

принятия шага ферм 4 м вместо модульного типового шага стропильных ферм 6 или 12 м. Несмотря на наличие в межферменном пространстве разветвленной сети сантехнических, энергетических и других коммуникаций и связанную с этим большую разнотипность нагрузок, была достигнута высокая степень унификации конструкций покрытия. При общем числе стропильных ферм 7560 и подстропильных ферм 2250 было применено всего три типа стропильных и один тип подстропильных ферм. Такая широкая унификация способствовала более быстрому изготовлению конструкций и позволила сократить сроки возведения главного корпуса Волжского автомобильного завода.

Дальнейшее развитие указанных положений нашло отражение в строительстве механосборочного корпуса Горьковского автомобильного завода, где впервые в практике отечественного строительства был применен конвейерный монтаж конструкций покрытия.

Опыт проектирования и строительства ВАЗа был успешно использован при разработке конструкций Камского автомобильного завода. Здесь в отличие от проекта ВАЗа были применены стропильные фермы с жестким нижним поясом из швеллеров (рис. 6.14), что позволило крепить подвесные транспортные устройства вне узлов ферм и избавило от необходимости применять распределительные балки. Наличие легкой кровли с использованием профилированного настила позволило применить в широком объеме блочный монтаж конструкций покрытия (рис. 6.14 и рис. 6.15).

На рис. 6.16 показан каркас прессового цеха КамАЗа в процессе строительства Здесь также использован профилированный настил. По условиям технологии вместо

Рис. 6.13. Общий вид главного корпуса ВАЗа в процессе строительства

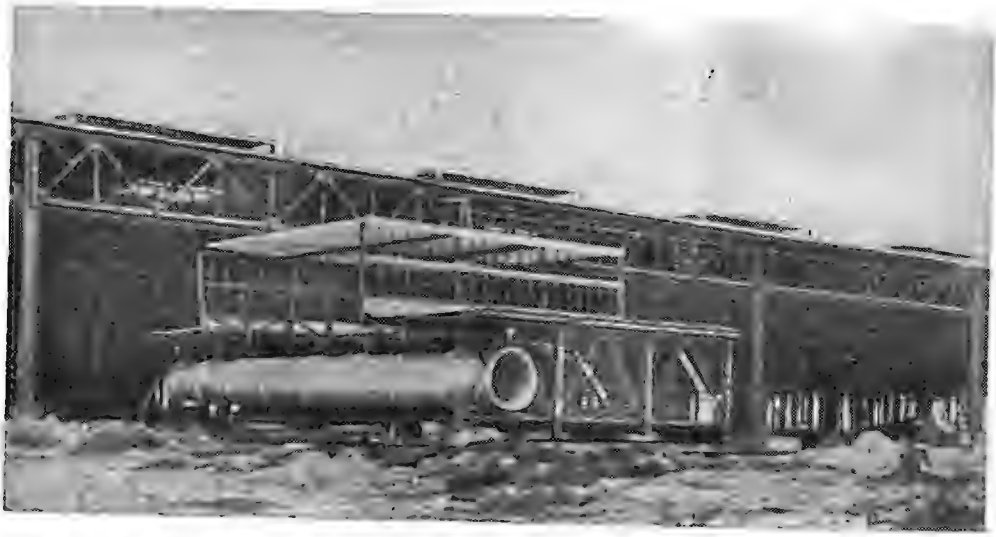


Рис. 6.14. Один из корпусов КамАЗа. На переднем плане — блок покрытия с вмонтированными технологическими трубопроводами

Рис. 6.15. Конструкции каркаса здания в процессе монтажа. Видны подготовленные к подъему блоки конструкций покрытия

Рис. 6.16. Каркас прессового цеха КамАЗа с портальными связями по колоннам в процессе монтажа

обычных крестовых связей по колоннам применены мощные портальные связи.

Идеи концентрации материала и совмещения функций, а также предварительного напряжения получили четкое воплощение в каркасе сборочного цеха пролетом 120 м, поперечный разрез которого приведен на рис. 6.17. Это самое крупное в мире однопролетное здание размером в плане 120×430 м и высотой до низа стропильных конструкций 68 м обслуживается портальным краном грузоподъемностью 320 т. Шаг поперечных рам 36 м. Ригели рам представляют собой подкраново-подстропильную конструкцию с жестким нижним поясом коробчатого сечения размером 2×3 м, по которому перемещаются (поперек здания) мостовые краны грузоподъемностью 15 т. На верхний пояс ригелей опираются стропильные фермы пролетом 36 м из труб

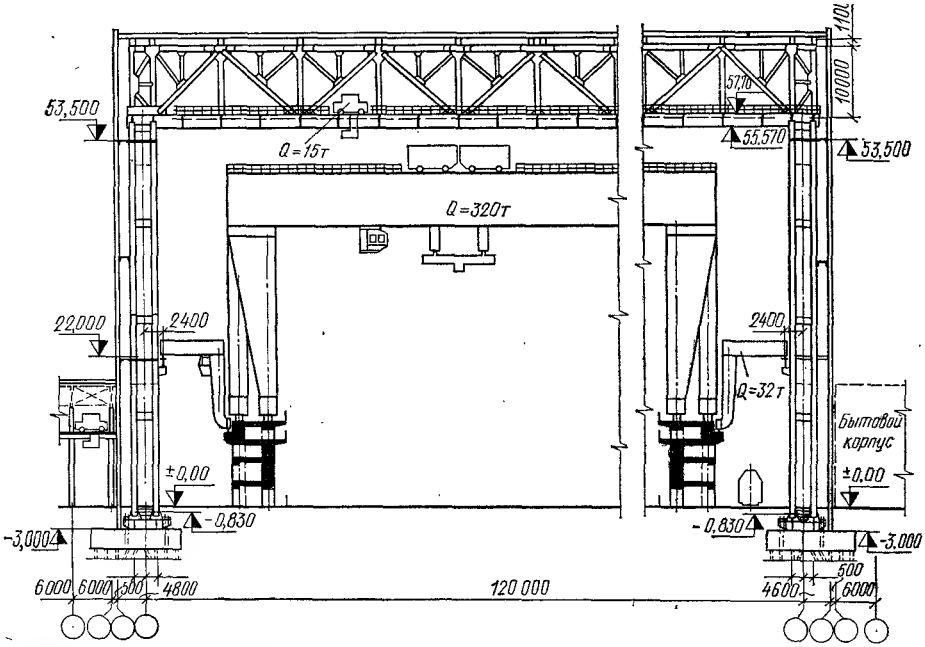


Рис. 6.17. Поперечный разрез сборочного цеха пролетом 120 м

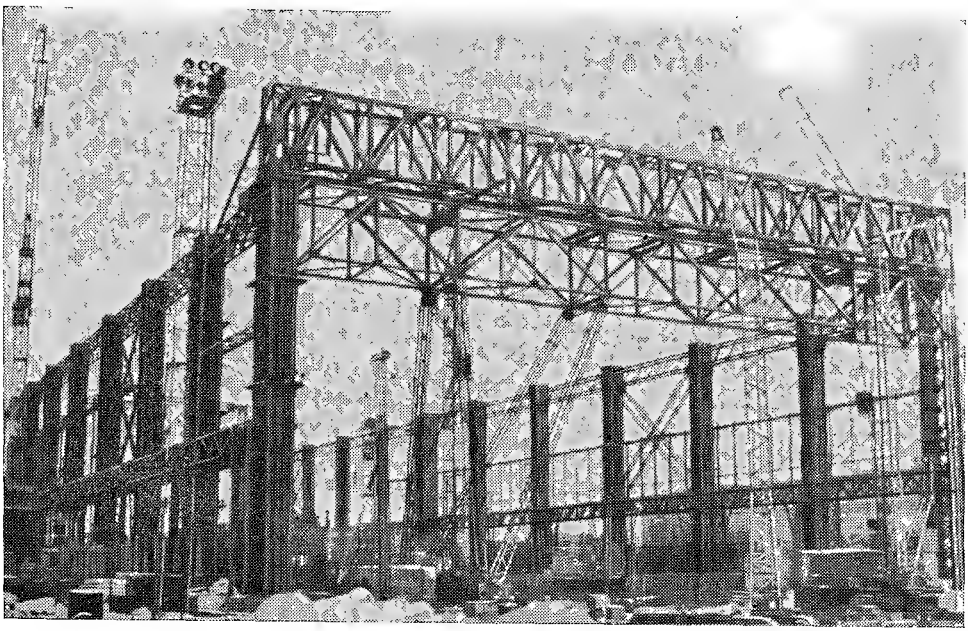


Рис. 6.18. Возведение каркаса сборочного цеха пролетом 120 м

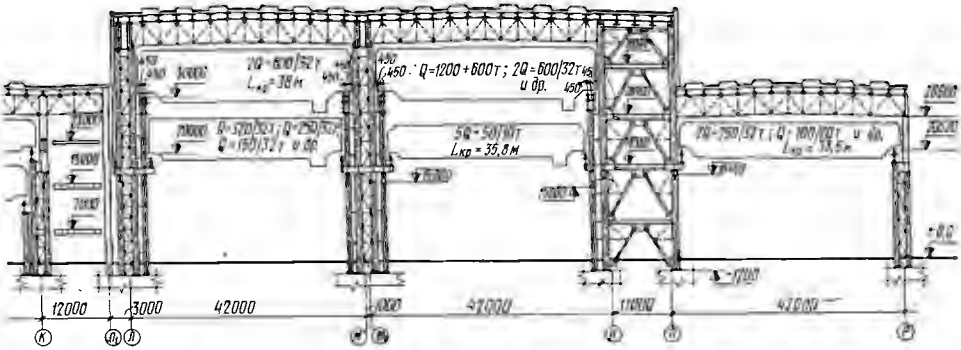


Рис. 6.19. Поперечный разрез части каркаса здания Атоммаша со сверхмощными мостовыми кранами

круглого сечения с предварительно-напряженным нижним поясом. В конструкциях каркаса широко применена высокопрочная низколегированная сталь класса С60/45 (марки 16Г2АФ). При общей массе конструкций свыше 30 тыс. т масса стали марки 16Г2АФ составила 8 тыс. т. На рис. 16.18 показаны конструкции каркаса этого здания в процессе монтажа. Конструкции монтировались из блоков массой до 950 т. В качестве монтажных соединений применены высокопрочные болты.

Крупнейшим производственным зданием является главный корпус Атоммаша. Поперечный разрез каркаса наиболее высокой части этого здания показан на рис. 6.19. Здание оборудовано сверхмощными уникальными мостовыми кранами, расположенными (в части пролетов) в два яруса. Наиболее сложную конструкцию представляют собой подкрановые фермы пролетом 36 м (рис. 6.20), в которых также был реализован принцип концентрации материала. Монтажные соединения конструкций выполнены в основном на высокопрочных болтах (рис. 6.21).

К очень сложным производственным зданиям относится главный корпус конверторного цеха. Каркас этого здания (рис. 6.22) состоит из одноэтажных зали-

Рис. 6.20. Подкрановые фермы пролетом 36 м в процессе монтажа

вочного и разливочного пролетов, в которых работают тяжелые краны грузоподъемностью 450 и 125 т, и из многоэтажной этажерки. Конструкции крайних пролетов решены в виде рам с жестким сопряжением ферм с колоннами, а этажерка принята рамно-связевой схемы. Масса стальных конструкций каркаса современного конверторного здания с конверторами большой емкости превышает 32 тыс. т. При этом около половины всей массы стали приходится на долю сталей повышенной и высокой прочности. Основные колонны здания и часть рабочей площадки выполнены из высокопрочной стали класса С60/45 общей массой около 4 тыс. т. Сложность конструкций каркаса (рис. 6.23 и 6.24) предопределяется технологическими особенностями, требующими более редкого расположения колонн среднего ряда, наличием мощных кранов, размещением тяжелого оборудования на рабочих площадках в различных уровнях. Шаг колонн 12 м, за исключением ряда *Г* (в зоне расположения конверторов), где шаг колонн принят 36 м.

В главных зданиях конвертерных цехов по рядам колонн с увеличенным шагом располагают подкраново-подстропильные конструкции (рис. 6.25 и 6.26). Монтажные соединения конструкций конвертерных цехов — на высокопрочных болтах и сварке. При монтаже конструкций кислородно-конверторного цеха № 2 Новолипецкого металлургического завода (рис. 6.27) и других стальных конструкций было использовано (по разработкам института Днепропроектстальконструкция) одностадийное механизированное натяжение высокопрочных болтов. Особенность этого способа состоит в том, что натяжение болтов производится тарированным гайковертом ударно-импульсного действия ИП 3106 (см. деталь на рис. 6.27) от начала и до полного прекращения вращения гайки, т. е. до отказа гайковерта. Большую металлоемкость имеют рабочие площадки. В целях уменьшения расхода стали и повышения индустриальности монтажа эти площадки выполняются из пространственных блоков с ортотропным настилом, включенным в работу блоков. Пример решения такого блока приведен на рис. 14.8 в главе 14.

На рис. 6.28 показана схема каркаса большепролетного сборочно-сварочного цеха с кранами большой грузоподъемности, расположенными в двух ярусах, состоящего из трех пролетов по 54 м при шаге колонн — пилонов по осям 42 м. На верхнем ярусе расположены краны грузоподъемностью 320 т, на нижнем — грузоподъемно-

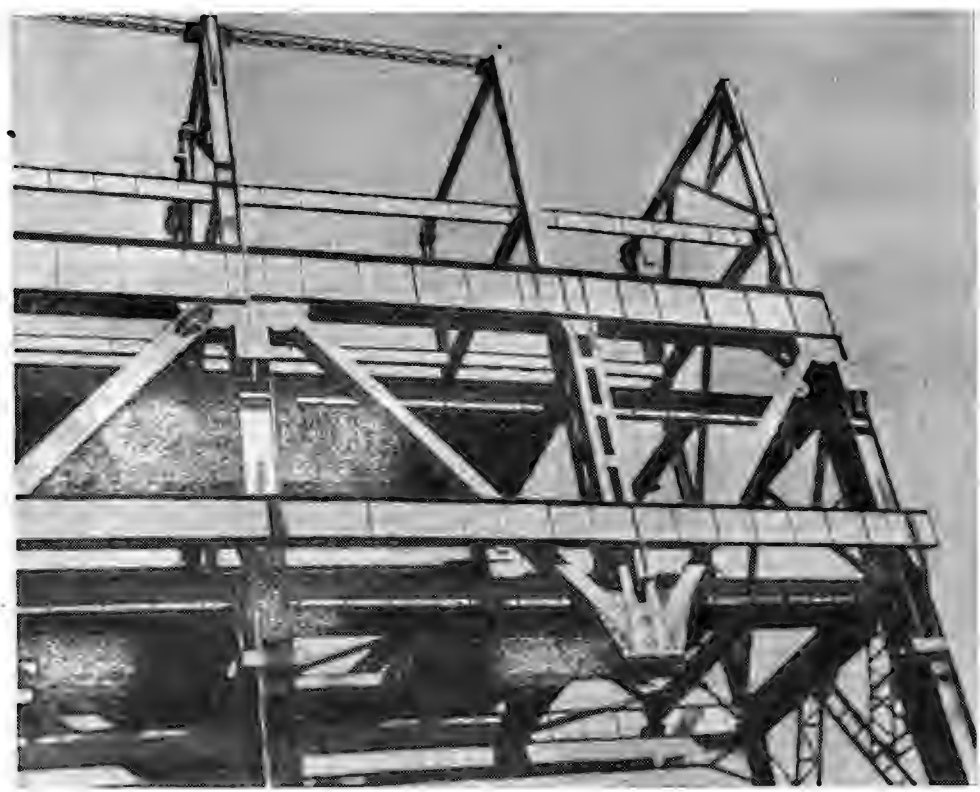


Рис. 6.21. Подкрановые фермы с двухъярусным расположением подкрановых путей

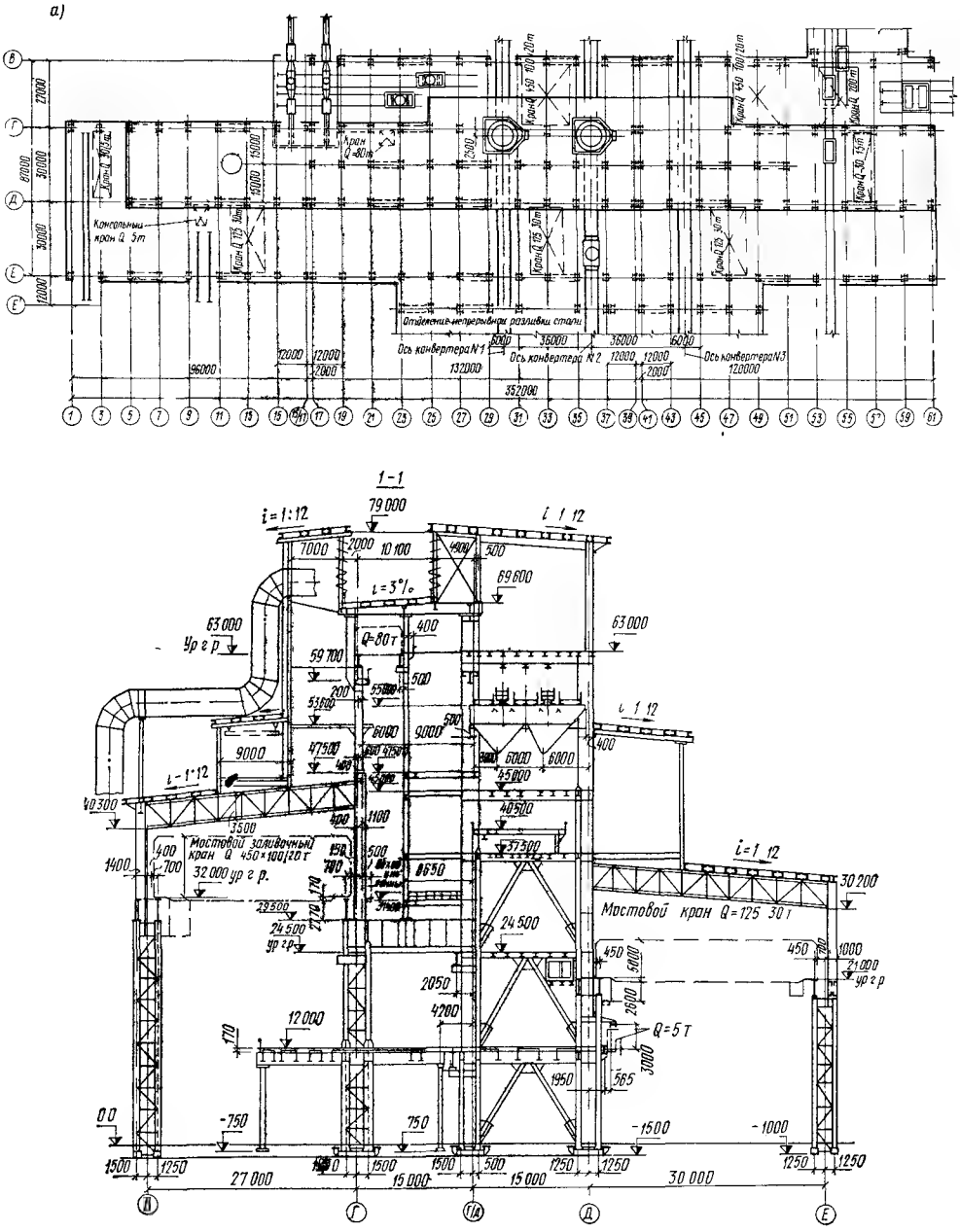


Рис. 6.22. Конструкции главного здания конвертерного цеха
а — план здания; *б* — поперечный разрез

стью 50 т. В поперечном направлении цех решен в виде трехпролетных рам с жестким сопряжением колонн с фермами. Крановые нагрузки передаются на отдельно стоящие стойки. Такое решение позволило полностью исключить изгибающие моменты в колоннах от вертикальной крановой нагрузки и значительно снизить деформативность колонн и поперечной рамы в целом. Продольная конструкция выполнена в виде комбинированной неразрезной подкрановой эстакады, воспринимающей все крановые, ветровые и технологические нагрузки. Опирание кровли на пространственный блок выполнено по консольно-подкосной схеме. Особенностью описанного каркаса является создание пространственного подкраново-технологического блока для установки кранов в двух ярусах. Колонны выполнены из высокопрочной стали марки 16Г2АФ, подкрановые фермы — из стали марки 14Г2АФ. Для ригелей и других конструкций применена в основном низколегированная сталь марки 10Г2С1. На рис. 6.29 показан цех в процессе монтажа конструкций.

На рис. 6.30 и 6.31 приведены примеры

Рис. 6.23. Панорама монтажа конструкций главного здания конвертерного цеха

Рис. 6.24. Конструкции главного здания конвертерного цеха со стороны этажерки в процессе монтажа

Рис. 6.25. Подкраново-подстропильная конструкция в процессе монтажа

Рис. 6.26. Фрагмент монтажа подкраново-подстропильной конструкции

Рис. 6.27. Монтаж подкраново-подстропильной конструкции. В центре — деталь натяжения болтов гайковертом ударно-импульсного действия

использования пространственной работы каркасов зданий. В здании миксерного отделения (рис. 6.30) пролетом 30 м и длиной 72 м работают два мостовых крана грузоподъемностью 180+50 т. Нагрузки от кранов и другие горизонтальные нагрузки передаются через продольные конструкции (тормозные балки, связи по нижним поясам ферм) на каркасы торцов, имеющие мощные вертикальные связи. В состав этих связей включены основные колонны торцевого ряда и стойки торцевого фахверка. Другим примером пространственного решения каркаса является здание фабрики окомкования Лебединского горно-обогатительного комбината (рис. 6.31). Нагрузки от мостовых кранов, от натяжения конвейеров, а также горизонтальные усилия в неподвижных опорах трубопроводов передаются через продольные горизонтальные диски-связи по нижним поясам ферм на жесткие каркасы торцов здания.

На рис. 6.32 приведен пример решения каркаса ремонтно-литейного цеха. Конструктивная схема каркаса: колонны жестко заделаны в фундаментах и шарнирно сопряжены со стропильными фермами. Многоэтажная вставка шириной 12 м между осями *44—46* (рис. 6.32, *б*) решена с жесткими сопряжениями колонн с ригелями. Шаги всех колонн 12 м; шаги стропильных ферм 6 м. Конструкции фонарей, стропильных и подстропильных ферм, опорных стоек, подкрановых балок (под мостовые краны), оконных панелей и фонарных переплетов приняты по типовым сериям стальных конструкций производственных зданий.

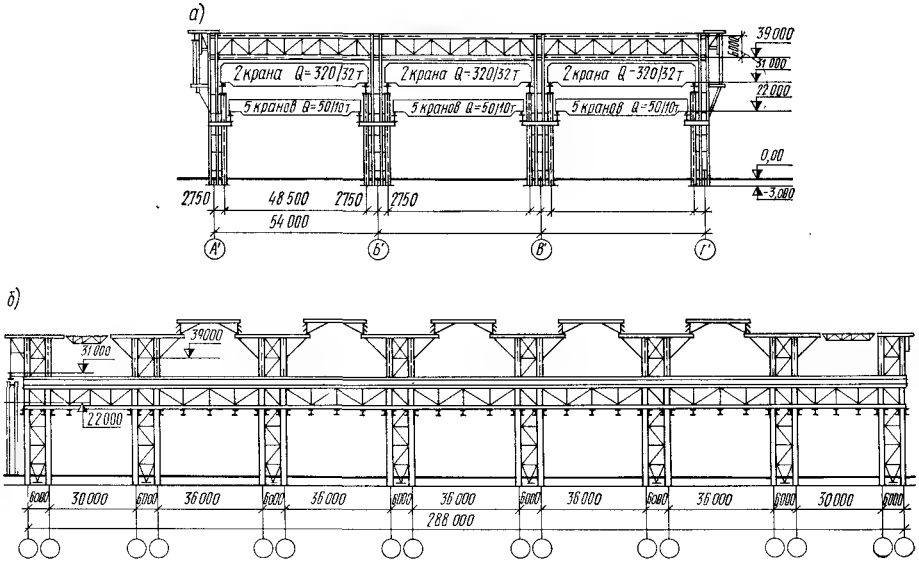


Рис. 6.28. Схема каркаса сборочно-сварочного цеха с двухъярусным расположением кранов
а — поперечный разрез; *б* — продольный разрез

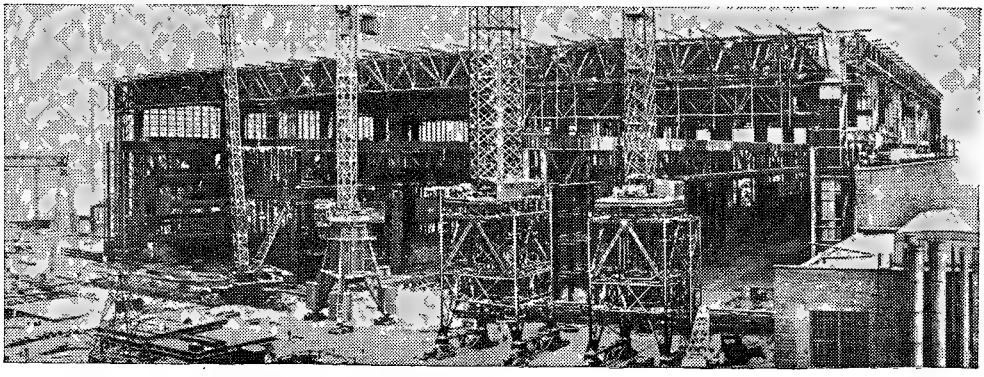


Рис. 6.29. Монтаж каркаса большепролетного сборочно-сварочного цеха

На рис. 6.33 показана конструкция литейного двора доменной печи объемом 5 тыс. м³. Здание круглое в плане диаметром 80 м и высотой 50 м. Основная конструкция покрытия состоит из сварных стропильных балок, опирающихся на верхнее и нижнее несущие кольца. Стропильные балки связаны трубчатыми распорками и раскосами. Конструкция литейного двора независима от конструкций собственно доменной печи.

На рис. 6.34 показана новая конструкция открытой крановой эстакады для обслуживания предприятий лесопромышленных комплексов. Эстакада предназначена под мостовые краны тяжелого режима работы грузоподъемностью 30 т. Балки эстакады имеют нависающую надводную часть с вылетом 30,5 м. Конструкция разработана Ленинградским отделением ЦНИИпроектстальконструкции.

Рис. 6.30. Каркас здания миксерного отделения в процессе монтажа

Рис. 6.31. Каркас промышленного здания, решенный по пространственной схеме, в процессе возведения

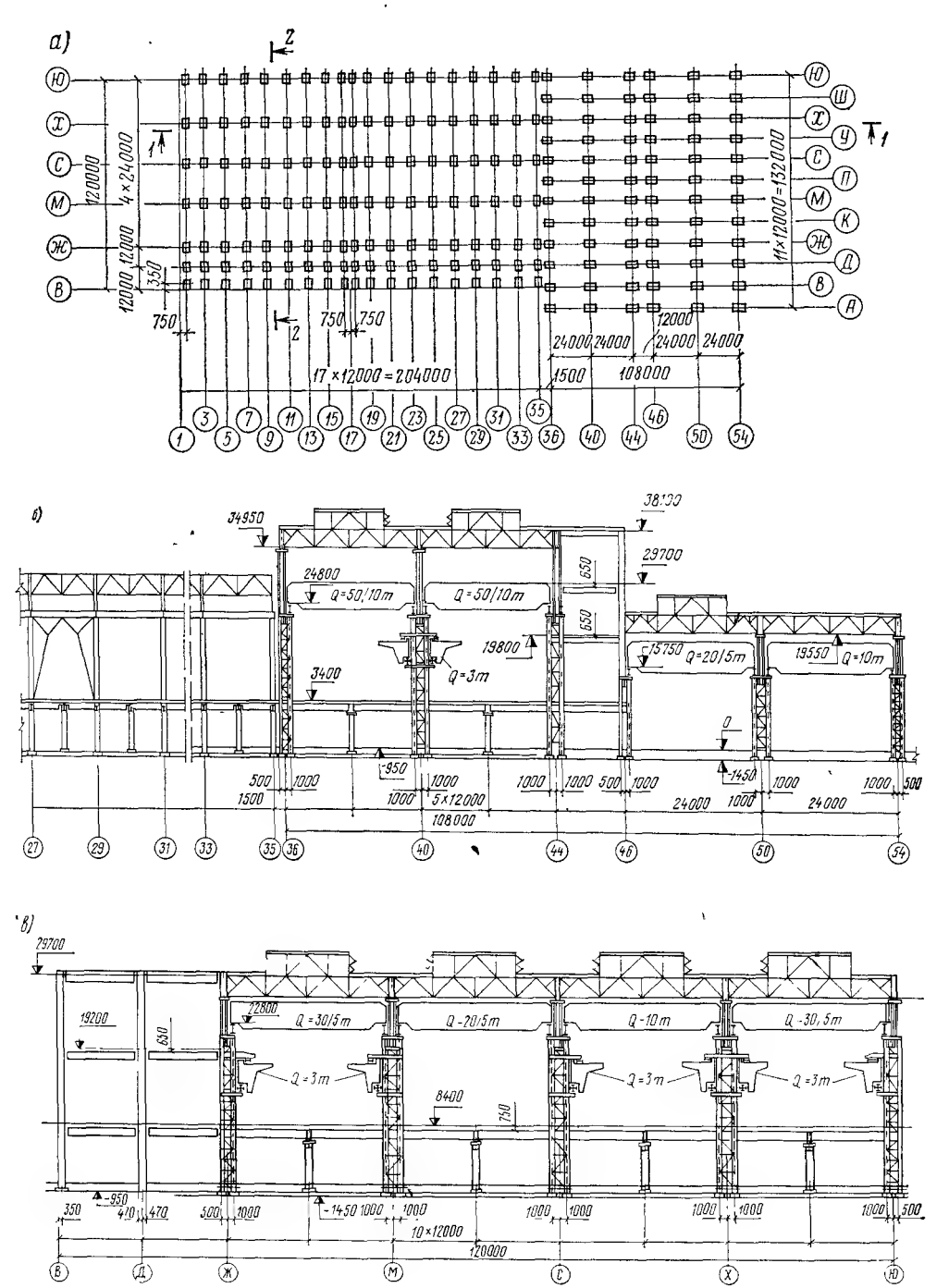


Рис. 6.32. Каркас ремонтно-литейного цеха

а — план колонн; *б* — разрез *1—1*; *в* — разрез *2—2*

Рис. 6.33. Конструкции литейного двора доменной печи объемом 5 тыс. м³ в процессе монтажа

Рис. 6.34. Открытая крановая эстакада с надводной консольной частью

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Бердичевский М. М.** Изучение работы стального каркаса промышленных зданий методом натурных дифференцированных статических испытаний, проводимых в процессе возведения — Материалы по стальным конструкциям. М, 1957, вып. 1.

2. **Лейтес С. Д.** Справочник по определению свободных длин элементов стальных конструкций М 1963

3 **Мельников Н. П.** Развитие металлических конструкций М, Стройиздат, 1965.

4. **Мельников Н. П.** Металлические конструкции промышленных зданий М., 1971.

5 **Мельников Н. П.** Металлические конструкции Ч III М, Стройиздат, 1973.

6. **Мельников Н. П.** Пути прогресса в области металлических конструкций. М., Стройиздат, 1974.

7 **Мельников Н. П., Кузнецов В. В.** Прогрессивные металлические конструкции. — Материалы по металлическим конструкциям, М., 1975, вып. 18

8. **Металлические конструкции/Е. И. Беленя,** А Н. Гениев, В. А. Балдин и др. — 3-е изд. М, Стройиздат, 1976.

9. **Муханов К. К.** Металлические конструкции — 3-е изд. М, Стройиздат, 1978.

ГЛАВА 7. КАРКАСЫ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

7.1. КЛАССИФИКАЦИЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Многоэтажные производственные здания подразделяются на собственно производственные многоэтажные здания различного назначения и открытые промышленные этажерки для химической и нефтеперерабатывающей промышленности.

Производственные многоэтажные здания выполняются обычно не выше 9 этажей. Исключение составляют производственно-лабораторные корпуса, высота которых достигает в ряде случаев 25 этажей. Последние по архитектурно-планировочным условиям и конструктивным решениям кар-

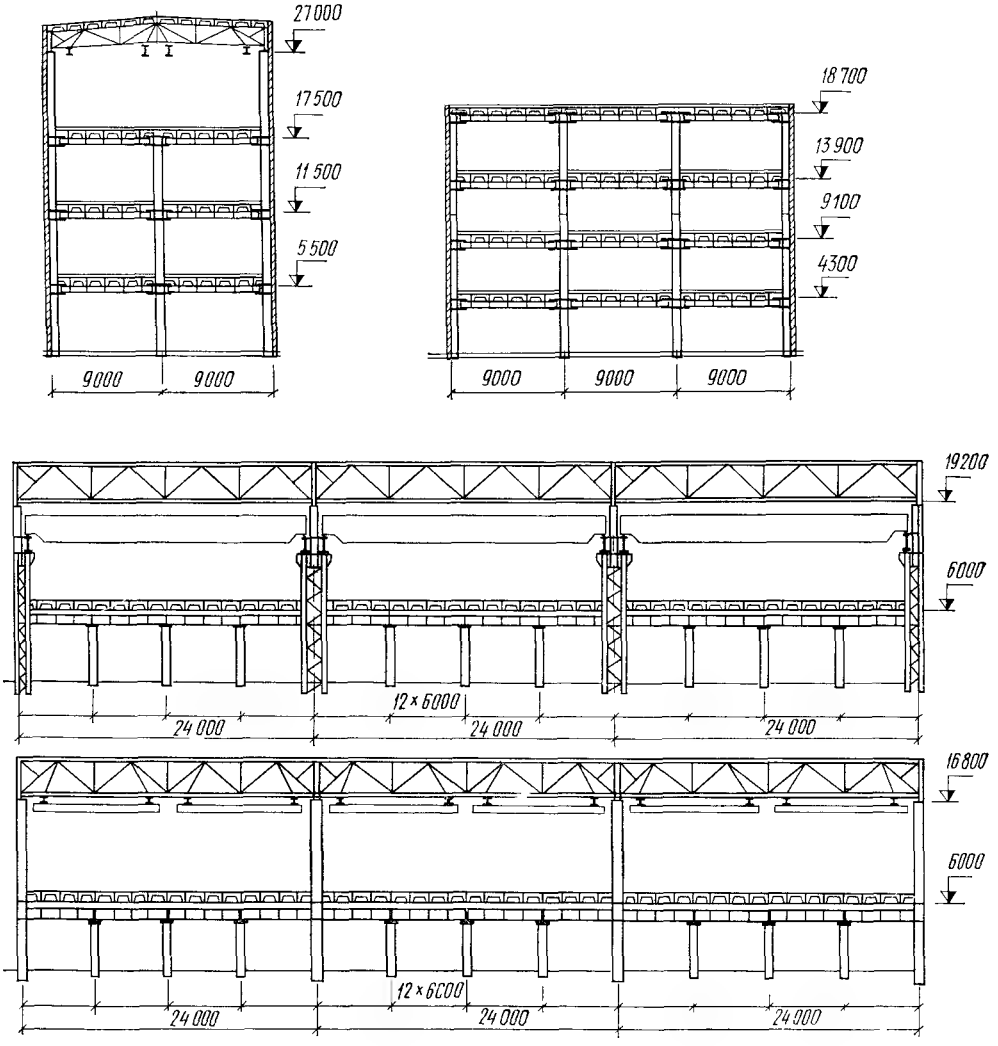


Рис. 7 1. Металлические рамно-связевые каркасы многоэтажных производственных зданий

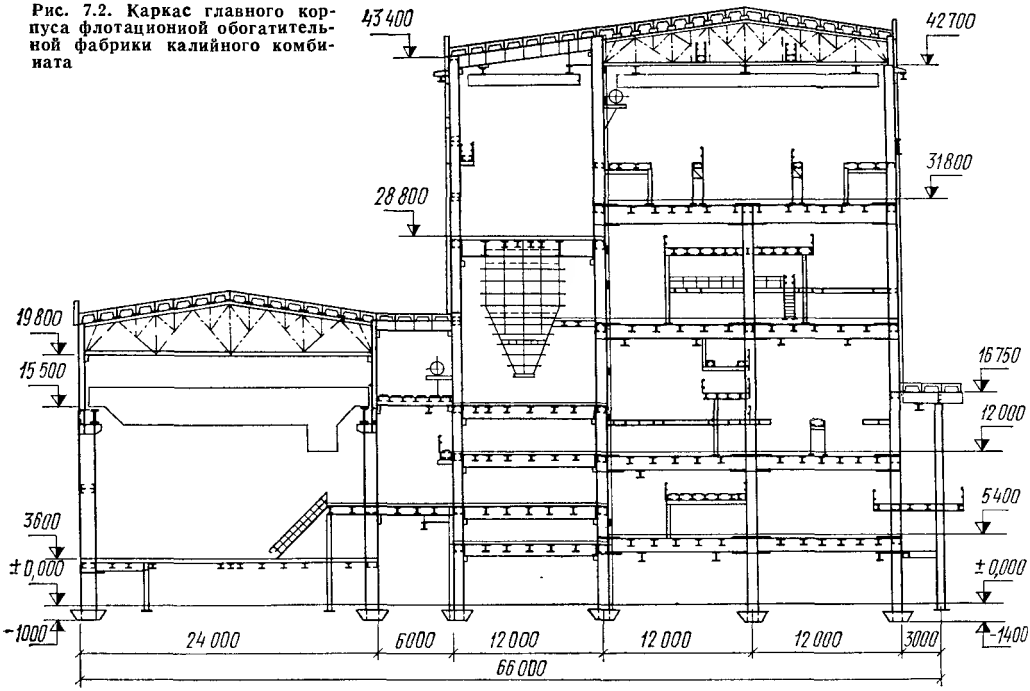


Рис. 7.2. Каркас главного корпуса флотационной обогатительной фабрики калийного комбината

каса аналогичны высотным многоэтажным административным и жилым зданиям и здесь не рассматриваются.

Открытые промышленные этажерки предназначены для размещения на них аппаратов, разного технологического оборудования и обслуживающих площадок, высота их может достигать 100 м и более.

Примеры каркасов многоэтажных зданий различного назначения приведены на рис. 7.1—7.3.

7.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ ФОРМЫ КАРКАСОВ

По способу восприятия горизонтальных воздействий схемы каркасов подразделяются на связевые, рамные и рамно-связевые. Наиболее экономичны и просты в изготовлении и монтаже связевые каркасы. Однако современные повышенные архитектурно-строительные требования, необходимость обеспечения технологической гибкости производственного здания затрудняют использование связевых схем каркасов. Только открытые этажерки решаются обычно по такой схеме. Наиболее распространенная для производственных многоэтажных зданий — рамно-связевая схема с рамами в поперечном направлении и вертикальными связями в продольном направлении здания. Такая схема каркаса удовлетворяет эксплуатационным требованиям и позволяет использовать экономичное сечение колонн в виде двутавра, обеспечивающее простоту рамных узлов сопряжения ригелей с колоннами.

При разработке конструктивной формы каркаса многоэтажного здания требуется решать ряд технико-экономических задач.

1. Обеспечение эксплуатационно-технологических требований с учетом перспективного изменения технологии. В производственных зданиях увеличение шага колонн приводит в ряде случаев к заметному росту эффективности производства, чем окупается некоторый дополнительный расход стали. Компактность габаритов сечений элементов каркаса оправдана увеличением полезного объема здания. Наличие вертикальных связей, распорок, вспомогательных элементов каркаса в некоторых случаях ухудшает объемно-планировочные решения зданий.

2. Выбор материала каркаса — сталь или железобетон — производится в соответствии с «Техническими правилами по экономному расходованию основных строительных материалов» и на основании сравнения стоимости вариантов каркасов, выполненных из различных материалов. При этом, помимо сопоставления основных технико-экономических показателей, необходимо учитывать следующие особенности. Стальной каркас значительно легче железобетонного, благодаря чему упрощаются транспортные, такелажные и монтажные работы; при стальном каркасе просто решаются узлы крепления трубопроводов, технологического оборудования, пути подвесного транспорта; размеры температурных блоков здания со стальным каркасом значительно больше, чем в зданиях с железобетонным каркасом. При изменении технологического процесса и необходимости реконструкции здания стальной каркас сравнительно легко может быть перестроен и усилен применительно к новой технологии. К недостаткам стальных каркасов относится необходимость дополнительных затрат на их огнезащиту в зданиях с производством пожароопасных категорий. Примене-

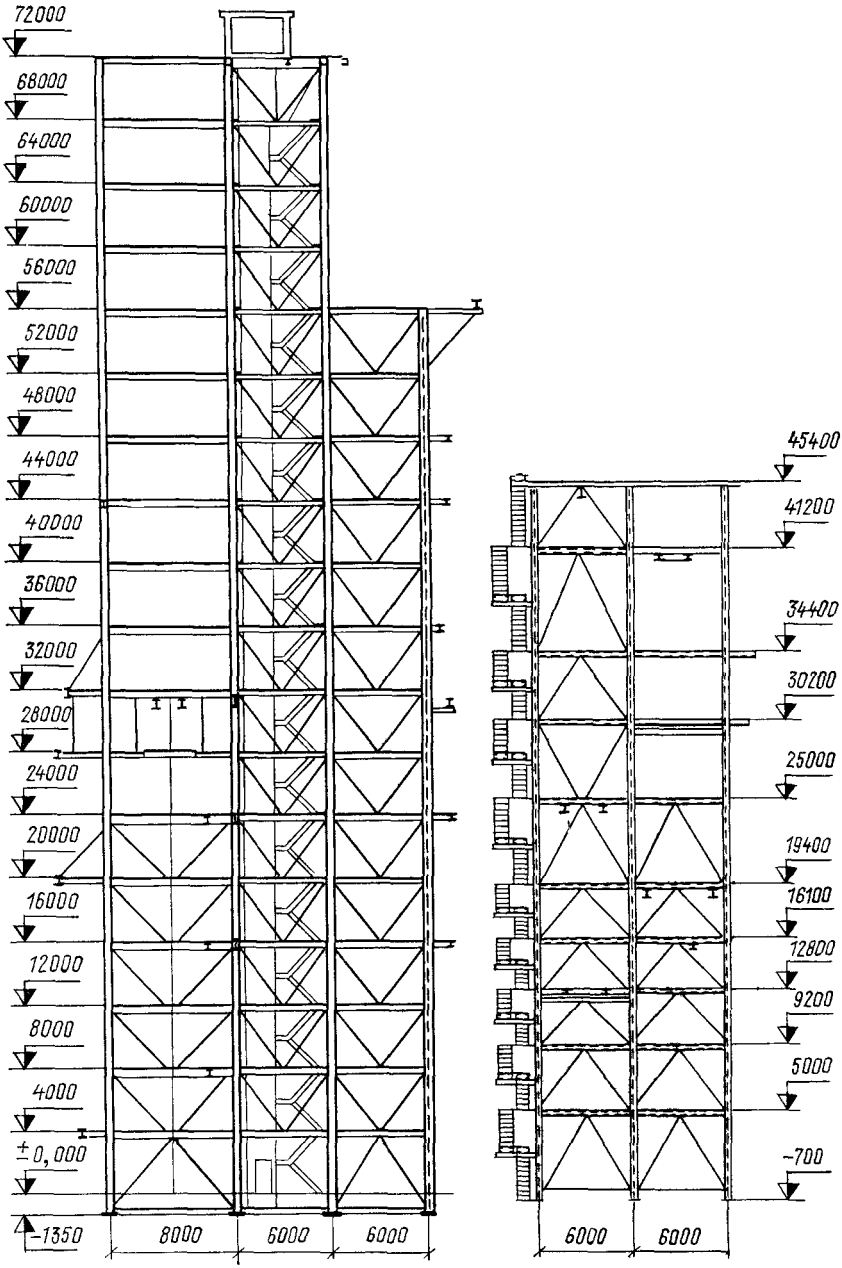


Рис. 7.3 Каркасы этажерок

ние огнезащитных красок, использование спринклерных установок может заметно уменьшить эти затраты.

3. Наиболее широкое использование связевых схем. Во всех случаях, если это позволяют объемно-планировочные решения и условия производства, следует предусматривать вертикальные связи. Они могут быть установлены в зонах глухих перегородок, лестничных и лифтовых шахт, по наружным рядам колонн.

4. Обеспечение пространственной работы каркаса. Междуэтажные перекрытия, образующие жесткие горизонтальные диски, обеспечивают пространственную работу каркаса и позволяют уменьшить число связей и рам, что создает большую свободу объемно-планировочных решений.

5. Сокращение числа монтажных элементов, укрупнение монтажных элементов, создание крупных монтажных блоков. Наличие башенных кранов и мобильных гусеничных кранов большой грузоподъемности обеспечивает установку в проектное положение элементов значительной массы на большую высоту. Укрупнение элементов каркаса в плоские и пространственные блоки больших размеров позволяет не только ускорить монтаж, но и упростить и облегчить конструкцию каркаса. Так, при монтаже рамного каркаса крупными блоками, собираемыми и свариваемыми внизу в горизонтальном положении, можно отказаться от накладок в сварных рамных узлах, приваривая ригели с фрезерованными торцами непосредственно к колоннам.

6. Унификация элементов каркаса, позволяющая снизить трудоемкость изготовления и монтажа конструкций, а также стоимость строительства. В этих целях следует шаги колонн принимать, как правило, кратными 6 м, пролеты — кратными 3 м, высоты этажей — кратными 0,6 м.

7. Обеспечение необходимой жесткости каркаса. При недостаточной жесткости каркаса может нарушаться целостность внутренних перегородок и отделочных покрытий, осложняется нормальная работа лифтов; колебания зданий могут быть чувствительными для людей. Как показывает опыт эксплуатации многоэтажных зданий, необходимая жесткость обеспечивается, если горизонтальное смещение верха здания от нормативной ветровой нагрузки не превышает 1/500 высоты здания.

На рис. 7.4 и 7.5 приведены графики расхода стали на рамно-связевый каркас для четырехэтажных зданий с высотой этажа 4,8 м, шагом колонн 6 м и пролетами 6, 9 и 12 м, с перекрытиями из сборных железобетонных плит.

Ориентировочное распределение массы металлического каркаса по его элементам приведено в табл. 7.1.

Связевая схема каркаса (рис. 7.6) позволяет крепить ригели перекрытий к колоннам шарнирно. Только в панелях с вертикальными связями из-за больших усилий в ригелях, являющихся одновременно распорками связевых ферм, неизбежно жесткое закрепление ригелей в колонны, что вызывает в них и в опорных сечениях ригелей

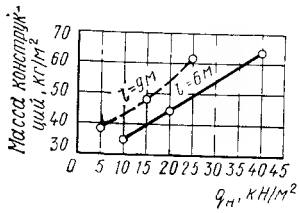


Рис. 7.4. График зависимости расхода стали на каркас четырехэтажного здания от временной нормативной распределенной нагрузки $q_н$ на перекрытия

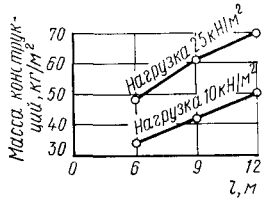


Рис. 7.5. График зависимости расхода стали на каркас четырехэтажного здания от пролета

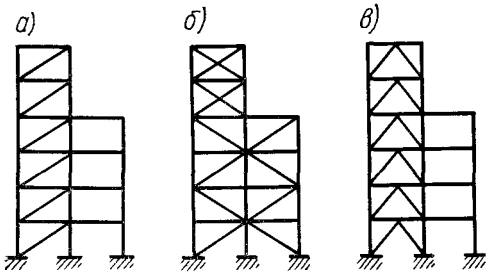


Рис. 7.6. Схемы связей

а — раскосная; *б* — крестовая; *в* — полураскосная

дополнительные изгибающие моменты, которые следует учитывать как в самих колоннах, так и в узлах сопряжения ригеля с колонной. Это приводит к заметному утяжелению каркаса. При крестовой или раскосной системе связей (рис. 7.6, *а*, *б*) эти моменты из-за больших пролетов ригелей и больших вертикальных нагрузок на них зна-

Таблица 7.1. **Относительный расход стали на элементы каркаса, %**

Наименование элементов	Многоэтажные здания: со сборными железобетонными плитами перекрытий	Многоэтажные здания: с монолитными железобетонными плитами перекрытий	Открытые этажерки
Колонны	50—37	42—28	22
Ригели	37—57	32—43	44
Балки	—	15—25	
Связи и распорки по колоннам	7—2	6—2	13
Металлический настил	—	—	12
Другие элементы	6—4	5—2	9
Итого	100	100	100

чительны. При крестовых связях к тому же возникают дополнительные усилия в элементах связей от обжатия колонн.

Наиболее рациональная схема связей в открытых этажерках полураскосная (рис. 7.6, *в*). При этой схеме вдвое уменьшается пролет ригелей и существенно снижаются изгибающие моменты в ригелях и колоннах,

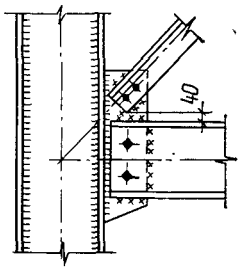


Рис. 7.7. Узел сопряжения балки-распорки и раскоса связи с колонной на одной фасонке

что позволяет упростить и узел сопряжения ригеля-распорки с колонной, выполняя его на одной фасонке с раскосами (рис. 7.7).

При полураскосной системе связей можно не учитывать дополнительные усилия в элементах связей от обжатия колонн. В полураскосных связях раскосы выгодно располагать нисходящими, с тем чтобы от вертикальных нагрузок они были растянуты. Однако часто приходится проектировать их восходящими из-за необходимости устраивать проходы. Особенно целесообразна полураскосная система связей в поперечных связевых фермах этажерок. В продольных плоскостях балки-распорки обычно не являются главными балками, поэтому наиболее распространенная система продольных связей в производственных многоэтажных зданиях и в открытых этажерках крестовая с растянутыми раскосами или в виде порталов, обеспечивающих проходы в связевых панелях.

На рис. 7.8 представлена весьма экономичная схема связевого пространственного каркаса с шахматным расположением поперечных вертикальных ферм, образующих пространственную связевую систему. Такой каркас имеет до 20% меньшую массу, чем традиционный рамно-связевой каркас. Эта схема применима при коридорной планировке и наличии поперечных перегородок, в толще которых размещаются междуэтажные вертикальные фермы.

В рамных и рамно-связевых каркасах в целях экономии стали и улучшения архитектурно-планировочных решений рекомендуется:

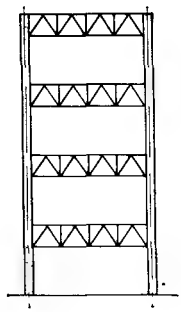


Рис. 7.9. Рамный каркас с фермами-ригелями, располагаемыми в технических этажах

использовать технические этажи для размещения в них ферм-ригелей, что позволяет сократить расход стали благодаря передаче вертикальных и горизонтальных усилий на фермы большой высоты (рис. 7.9);

применять шахматное расположение сборных плит перекрытий, позволяющее

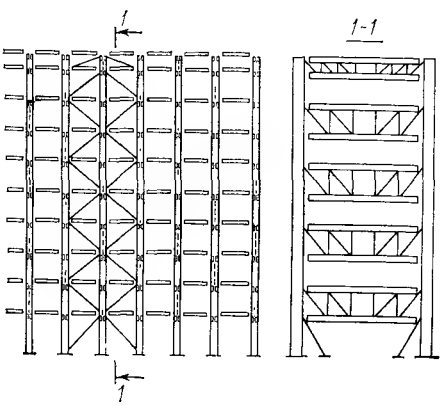


Рис. 7.8. Связевый каркас с шахматным расположением поперечных вертикальных ферм

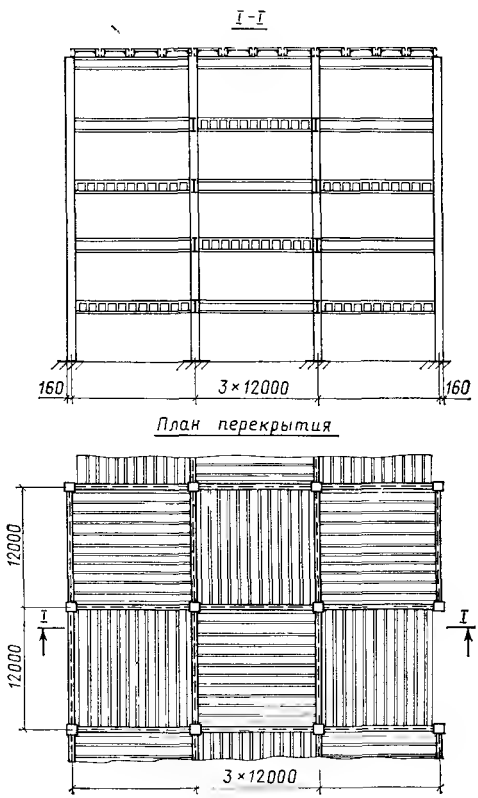


Рис. 7.10. Рамный каркас с шахматным расположением плит перекрытий

унифицировать ригели каркаса благодаря равномерному распределению нагрузки на ригели (рис. 7.10); эта схема применима при равенстве пролетов здания и шагов колонн;

использовать в качестве ригелей балки со сквозной стенкой (см. главу 16), что позволяет не только снизить расход стали, но и уменьшить высоты этажей за счет использования отверстий в стенках ригелей для пропуска различных коммуникаций;

использовать в качестве ригелей и балок бистальные сварные двутавры с полками из низколегированной стали и стенками из углеродистой стали;

использовать в каркасах широкополочные горячекатаные двутавры типов Б, Ш и К (см. главу 16).

7.3. НАГРУЗКИ

Нагрузки на каркасы — постоянные, временные длительные и кратковременные (в том числе возникающие в процессе строительства), снеговые, ветровые, а также температурные климатические воздействия — принимают в соответствии с указаниями СНиП II-6-74 («Нагрузки и воздействия»), по технологическим заданиям и архитектурно-строительной части проекта; сейсмические воздействия — по СНиП II-А.12-69* («Строительство в сейсмических районах»); взрывные воздействия и нагрузки, вызываемые возможными нарушениями технологического процесса и временной неисправностью или поломкой оборудования, а также вероятные сочетания технологических нагрузок — в соответствии с технологическим заданием на проектирование; нагрузки от кранов и различных транспортных средств — по технологическим заданиям, соответствующим стандартам и нормалям заводов-изготовителей.

Коэффициенты перегрузки, коэффициенты сочетания нагрузок, динамические коэффициенты крановых нагрузок назначают в соответствии с указаниями СНиП II-6-74. Динамическое воздействие нагрузок от оборудования в сочетании с другими нагрузками учитывается в соответствии с указаниями нормативных документов по проектированию фундаментов и несущих конструкций под машины с динамическими нагрузками, утвержденных Госстроем СССР.

Все данные по нагрузкам и соответствующие коэффициенты следует включать в состав проекта каркаса.

В связи со сложностью учета действительного расположения оборудования, возможной модернизации производства производственные многоэтажные здания рассчитывают, как правило, на воздействия эквивалентных нагрузок на перекрытия, включающих вес оборудования, временных перегородок, нагрузку от людей. В этом случае нагрузки принимаются как длительные. Значения их рекомендуется назначать с учетом указаний по применению унифицированных нагрузок, согласно которым суммарную расчетную нагрузку (включая постоянную) на ригели и балки перекрытия можно принимать равной: 7,5; 10,5; 15; 21; 30; 40; 52; 72; 90; 110; 145; 180; 215; 265; 320 кН/м.

Временная эквивалентная нагрузка на перекрытия производственных многоэтажных зданий для плит перекрытий принимается не менее 4 кН/м², для остальных конструкций — не менее 3 кН/м².

При расчете ригелей, балок, колонн, фундаментов и оснований производственных зданий распределенную нагрузку следует принимать с учетом понижающих коэффициентов по пп. 3.8 и 3.9 СНиП II-6-74.

Открытые этажерки, как правило, проектируются под заданное оборудование, и кратковременная распределенная нагрузка для них включает только вес людей на перекрытиях, вес материалов и оборудования при ремонте аппаратов. В большинстве случаев нормативная нагрузка назначается равной 4 и 2 кН/м². Ввиду того что полная загрузка больших площадей перекрытий этой нагрузкой исключается, при расчете главных балок и ригелей временная распределенная нагрузка для них также принимается с учетом указанных понижающих коэффициентов. Еще менее вероятна полная загрузка всех перекрытий этажерки. К тому же нагрузка от оборудования и материалов при ремонте аппаратов составляет часть веса самих аппаратов, поэтому суммарная нагрузка на колонны при ремонте практически не меняется.

Нагрузка от заполнения оборудования (аппаратов) имеет два значения: одно — в период эксплуатации и другое — во время испытания. Как правило, во время испытания аппарат заполняется полностью. Поэтому число одновременно испытываемых аппаратов следует ограничивать одним-двумя, что должно быть отражено в технологическом задании.

Нагрузка от трубопроводов должна быть задана в виде сосредоточенных вертикальных и горизонтальных сил, учитывающих вес самих труб с изоляцией и заполнением, усилия от их температурных деформаций.

Динамические воздействия оборудования вызывают крайне нежелательные колебания конструкций этажерки, поэтому всегда следует рассматривать возможность переноса механизмов вниз на свои фундаменты. Конструкции здания при опирании на них механизмов должны быть достаточно жесткими, чтобы максимальная амплитуда колебаний их не превышала предельного нормативного значения, указанного в «Санитарных нормах проектирования промышленных предприятий» (СН 245-71).

Монтажные нагрузки подразделяются на нагрузки при монтаже самих конструкций и нагрузки при монтаже оборудования (аппаратов). Обе эти группы нагрузок действуют в разное время и должны быть соответственно учтены при проектировании конструкций здания. Открытые этажерки в ряде случаев монтируют крупными пространственными блоками. В этом случае в проектах следует указывать все места строповок и максимальные расчетные силы в этих местах. В проекте должны быть проверены расчетом всевозможные положения

монтируемых блоков при их монтаже. Если предусматривается монтаж этажерки ползучим краном, то в проекте указывают все места стоянок этого крана и максимальные нагрузки от него, а также нагрузки, возникающие при перемещении ползучего крана. Кроме того, должны быть заданы места подвески такелажного оборудования, нагрузки от него и пути перемещения оборудования (аппаратов) по перекрытиям, а также возможные положения его при монтаже и соответствующие им нагрузки. Как правило, конструкции должны воспринимать все нагрузки без дополнительного их усиления на монтаже. При учете воздействия монтажных нагрузок ветровая нагрузка принимается в размере 25%.

Ветровая нагрузка на открытые этажерки должна определяться как сумма статической и динамической составляющих. Для производственных многоэтажных зданий высотой до 40 м учитывается только статическая составляющая ветровой нагрузки. Нормативные значения статической и динамической составляющих ветровой нагрузки для многоэтажных зданий высотой более 40 м и для открытых этажерок определяются по п. 6 СНиП II-6-74. При этом коэффициент лобового сопротивления ветра c_x принимается 1,4.

При определении ветровой нагрузки на открытые этажерки коэффициенты уменьшения ветрового напора η на элементы и аппараты, расположенные за лобовым, следует принимать по табл. 7.2 и 7.3.

При определении динамической составляющей ветровой нагрузки для открытых этажерок с равномерно распределенной массой и постоянной по высоте шириной допускается рассматривать только первую форму собственных колебаний. Период собственных колебаний этажерки можно определять по приближенной формуле:

$$T_1 = 0{,}1\sqrt{f}\ \text{с}, \qquad (7.1)$$

где f — горизонтальный прогиб этажерки в уровне верхнего перекрытия (см) от суммы всех расчетных нагрузок, действующих на этажерку, условно приложенных в уровне верхнего перекрытия.

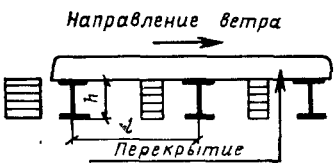
При расчете горизонтальных дисков перекрытий, передающих все промежуточные горизонтальные нагрузки на основные несущие конструкции каркаса (вертикальные связевые фермы или рамы), следует кроме горизонтальных нагрузок от ветра, оборудования и сейсмических нагрузок добавлять горизонтальные нагрузки, вызванные перекосами колонн (отклонениями от вертикали) в результате погрешностей при монтаже. Несколько в запас прочности значения этих нагрузок можно принять равными $^1/_{100}$ нормальной силы в колонне. При большом числе колонн вероятность перекосов всех колонн в одну сторону уменьшается, что может быть учтено снижающим коэффициентом, равным $1/\sqrt[3]{n}$; где n — число колонн, дающих дополнительную нагрузку на диск перекрытия.

7.4. РАСЧЕТ КАРКАСОВ

Каркасы многоэтажных зданий (связевые и рамные) представляют собой многократно статически неопределимые системы. Расчет этих систем следует вести с использованием ЭВМ по рекомендациям раздела IX справочника.

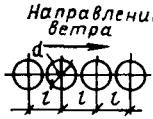
Для предварительных расчетов и определения усилий и сечений элементов каркаса рекомендуется использовать готовые формулы и приближенные способы расчета, приведенные в «Справочнике проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретическом» (кн. 1-я. М., 1972).

Таблица 7.2. **Коэффициент уменьшения ветрового напора для ряда параллельных балок, ребер перекрытий и других элементов**

Схема	l/h	10 и более	8	6	4
	η	1	0,8	0,6	0,4

Примечание. Коэффициенты η даны для второй и последующих балок; для первой балки $\eta=1$.

Таблица 7.3. **Коэффициент снижения аэродинамического коэффициента для аппаратов, расположенных в ряд в направлении ветра**

Схема	l/d	6 и более	4	2	1,2
	η	1	0,92	0,67	0,5

Примечание. Коэффициенты η даны для второго и последующих аппаратов, для первого аппарата $\eta=1$.

7.4.1. Расчет вертикальных связей

На воздействия горизонтальных и вертикальных нагрузок связевую плоскость

каркаса рассчитывают как вертикальную консольную ферму. Защемления ригелей в колоннах при определении нормальных усилий в элементах ферм можно не учитывать. При размещении связей в двух и более смежных пролетах приближенный расчет связей с достаточной степенью точности мо-

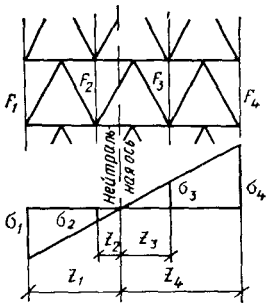


Рис. 7.11. Напряжения в колоннах от изгибающего момента в связевой ферме при условии сохранения плоских сечений фермы

жет быть выполнен в предположении, что напряжения в колоннах от воздействия горизонтальных нагрузок распределяются по закону плоских сечений как в сплошностенчатой упругой балке (рис. 7.11).

Для определения усилий в колоннах находят положение центра тяжести сечения фермы, состоящего из сечений колонн — поясов фермы, момент инерции сечения фермы $J_ф$ и значения $J_ф/z_i$ для каждого пояса. Усилие в колонне от изгибающего момента, вызванного действием горизонтальных нагрузок $M_и$, определяют по формуле

$$N_i = \frac{M_и z_i F_i}{J_ф}, \qquad (7.2)$$

где F_i — площадь сечения соответствующей колонны; z_i — расстояние ее до центра тяжести сечения фермы.

Зная усилия в колоннах от горизонтальных нагрузок, можно распределить поперечную силу между пролетами связевой фермы. Ниже в качестве примера приводится определение коэффициентов распределения поперечной силы ($Q=1$) между пролетами для трехпролетной связевой фермы (рис. 7.12):

$$\left.\begin{aligned} N_1 &= \frac{hF_1 z_1}{J_ф}; \\ Q_{1-2} &= \frac{N_1 a_{1-2}}{h} = \frac{F_1 z_1}{J_ф} a_{1-2}; \\ N_4 &= \frac{hF_4 z_4}{J_ф}; \\ Q_{3-4} &= \frac{N_4 a_{3-4}}{h} = \frac{F_4 z_4}{J_ф} a_{3-4}; \end{aligned}\right\} \qquad (7.3)$$

$$Q_{2-3} = 1 - Q_{1-2} - Q_{3-4}.$$

При полураскосной системе связей распределение поперечной силы по пролетам этим способом достаточно обосновано для всех ярусов фермы, кроме нижнего. В нижнем ярусе поперечная сила не дает усилий в колоннах, и, следовательно, распределение поперечной силы между пролетами не

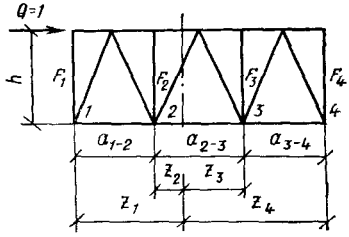


Рис. 7.12. Схема распределения поперечной силы между пролетами связевой фермы

зависит от соотношения площадей колонн. В этом случае нижний ярус фермы рассчитывают на поперечную силу, приложенную в уровне верха яруса, как статически неопределимую систему.

При полураскосной системе связей в раскосах и распорках связевой фермы возникают дополнительные усилия от вертикальной нагрузки как в средних опорах балок-распорок. При крестовой системе сжато-растянутых связей следует учитывать дополнительные усилия в раскосах и балках-распорках в результате сжатия колонн от вертикальных нагрузок. Дополнительное усилие в раскосах связей будет равно:

$$\Delta N = \sigma_к^{ср} \cos^2 \alpha F_р, \qquad (7.4)$$

где $\sigma_к^{ср} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$, σ_1 и σ_2 — напряжения в левой и правой колоннах от нормальных сил; α — угол между раскосом и колонной; $F_р$ — площадь раскоса.

Нормальные силы в балках-распорках равны сумме горизонтальных проекций усилий верхнего и нижнего раскосов, примыкающих к левому или правому опорному узлу балки-распорки.

Сечения крестовых связей при растянутых раскосах подбирают без учета дополнительных усилий от сжатия колонн. Крепления же их рассчитывают на большее из двух усилий: суммарное расчетное растяжение от соответствующих нагрузок в предположении работы только растянутых раскосов или усилие сжатия, равное критической эйлеровой силе.

Связевой каркас при действии местных вертикальных нагрузок рассматривается как рама с несмещаемыми в горизонтальном направлении ярусами. При полураскосной системе связей из-за малости пролетов балок-распорок допускается дополнительные изгибающие моменты в колоннах определять как от внешних моментов, равных опорным моментам в балках-распорках в

предположении полной заделки балок-распорок в колоннах.

Учитывая высокую статическую неопределимость связевого каркаса и возможное увеличение усилий из-за этого в элементах связей от вертикальных нагрузок, рекомендуется при расчете узлов крепления распорок и раскосов связей принимать коэффициент условий работы $m=0{,}85$. При расчете опорных узлов балок-распорок следует учитывать также опорные моменты от вертикальных нагрузок.

Расчет раскосов и распорок вертикальной связевой фермы ведется на больший из двух видов горизонтального загружения: на внешние горизонтальные нагрузки или на условную горизонтальную поперечную силу $Q_{усл}$, определяемую по табл. 10 СНиП II-В.3-72 или по указаниям главы 4 справочника.

7.4.2. Расчет рам на воздействие горизонтальных нагрузок методом эквивалентной полурамы

При расчете рам каркасов на воздействие горизонтальных нагрузок наиболее удобен так называемый метод эквивалентной полурамы, впервые предложенный и разработанный инженерами Е. Э. Локшиным и Н. И. Щапошниковым в ЦНИИпроектстальконструкции. Этот приближенный метод дает решение, отличающееся от точного не более чем на 5%. Основные предпосылки метода: все параллельные рамы каркаса благодаря жестким перекрытиям имеют одинаковые в каждом ярусе перемещения; нулевые (фокусные) точки эпюры моментов задаются в первом приближении в серединах всех ригелей рам.

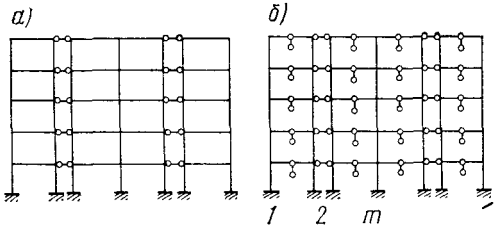


Рис. 7.13. Разбивка рамы на составляющие полурамы

а — исходная схема; *б* — разбивка на полурамы

Расчет выполняют по следующей схеме.

1. Все параллельные рамы разбивают на полурамы (рис. 7.13). Это возможно, так как принято положение о нулевых точках по середине ригелей. Принимается, что ригели в этих точках в вертикальном направлении не смещаются.

Средние участки с ригелями по обе стороны колонны рассматривают как полурамы с ригелями, имеющими погонные жесткости, равные сумме соответствующих погонных жесткостей ригелей одного уровня слева и справа от колонны. Очевидно, что погонные жесткости ригелей полурам следует принимать равными удвоенной погонной жесткости примыкающих к колонне ригелей, так как при одинаковых моментах инерции длина их в 2 раза меньше.

2. Все полурамы складывают в одну эквивалентную полураму, имеющую колонну с погонными жесткостями, равными сумме погонных жесткостей всех колонн. Каждый ригель этой эквивалентной полурамы имеет

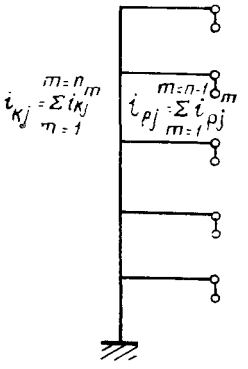


Рис. 7.14. Эквивалентная полурама

погонную жесткость, равную сумме погонных жесткостей всех ригелей составляющих полурам соответствующего уровня (рис. 7.14).

3. Эквивалентную полураму рассчитывают на суммарную горизонтальную нагрузку. Этот расчет удобнее вести методом разгонки моментов (метод Кросса).

4. Определяют горизонтальные смещения (прогибы) эквивалентной полурамы в каждом уровне по взаимным смещениям ригелей. Принимается, что эти смещения равны соответствующим смещениям рассчитываемых рам.

5. По заданным смещениям рамы, равным соответствующим смещениям эквивалентной полурамы, определяют усилия в раме. Этот расчет производят методом разгонки моментов Кросса.

Суммирование погонных жесткостей ригелей одного уровня полурам для определения погонных жесткостей ригелей эквивалентной полурамы не приводит к большой погрешности, если эти жесткости мало разнятся. В случае, если жесткости одних ригелей вдвое и более превосходят жесткости других ригелей, простое их суммирование

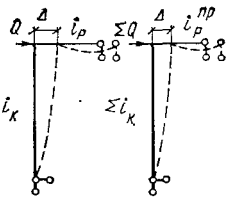


Рис. 7.15. Схемы полурам для определения приведенной жесткости ригеля эквивалентной полурамы

при определении погонных жесткостей ригелей эквивалентной полурамы может привести к большим погрешностям. Это видно из примера с рамой, в которой одни ригели имеют малую жесткость и хотя бы один ригель бесконечно жесткий. Тогда суммарная жесткость их будет равна бесконечности, а погонная жесткость соответствующего ри-

геля эквивалентной полурамы при этом также будет равна бесконечности, что явно расходится с действительностью.

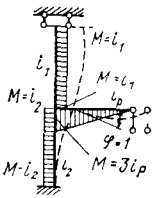


Рис. 7.16. Схема определения коэффициентов распределения

В этом случае следует в эквивалентной полураме принимать приведенные погонные жесткости ригелей:

$$i_{\text{р}}^{\text{пр}} = \frac{\Sigma m \, \Sigma i_{\text{к}}}{\Sigma i_{\text{к}} - \Sigma m}, \qquad (7.5)$$

где $i_{\text{к}}$ — погонная жесткость колонны полурамы нижерасположенного яруса;

$$m = \frac{i_{\text{к}} i_{\text{р}}}{i_{\text{к}} + i_{\text{р}}}; \qquad (7.6)$$

где $i_{\text{р}}$ — погонная жесткость ригеля полурамы.

Рис. 7.17. Пример расчета методом эквивалентной полурамы

а — схема рамы (нагрузки, кН; высота этажей, м); *б* — эквивалентная полурама; *в* — эпюра моментов в основной системе эквивалентной полурамы; *г* — эпюра моментов в эквивалентной полураме; *д* — прогибы эквивалентной полурамы; *е* — эпюра моментов в основной системе от смещения; *ж* — окончательная эпюра моментов (после разгонки моментов по методу Кросса); *з* — эпюра моментов из точного расчета

Приведенная погонная жесткость $i_р^{пр}$ найдена из сравнения суммарной жесткости на смещение соответствующего яруса составляющих полурам с жесткостью на смещение этого же яруса эквивалентной полурамы. При этом во всех полурамах условно принято шарнирное крепление колонны яруса к нижнему этажу (рис. 7.15).

Расчет эквивалентной полурамы на горизонтальные нагрузки методом разгонки моментов аналогичен расчету несмещаемых рам на вертикальную нагрузку методом Кросса. Разница заключается только в формулах подсчета коэффициентов распределения и в коэффициенте переноса для стоек, равном для полурамы —1 вместо 0,5 для рамы с несмещаемым ригелем (рис. 7.16).

За основную систему принимают полураму с лишними связями, препятствующими повороту во всех ее узлах, кроме шарнирных. Определяют усилия в основной системе от горизонтальных сил. Находят усилия в лишних связях сложением соответствующих опорных моментов стоек.

Далее моменты в лишних связях с обратным знаком «разгоняют» по стержням полурамы последовательно по одному в предположении, что во всех узлах, кроме рассматриваемого, сохранены лишние связи.

Обозначения узлов и стержней и правило знаков такие же, как в методе Кросса, т. е. узлы нумеруют, стержни обозначают двумя номерами узлов, между которыми они расположены, знак момента принимают положительным, если он поворачивает узел по часовой стрелке.

Коэффициенты распределения подсчитывают по схеме рис. 7.16.

При единичном повороте в узловом сечении стоек полурамы будет возникать момент $M=i_к$, а не $4i_к$, как для несмещаемой полурамы; в ригеле возникает момент $M=3i_р$, т. е. равный моменту в несмещаемой полураме. Моменты на противоположных концах стоек равны $-i_к$, следовательно, коэффициент переноса для колонн равен —1, а не 0,5, как в несмещаемой полураме. Коэффициент распределения для колон будет равен:

$$\frac{i_к}{\Sigma i_к + 3i_р}, \text{ для ригеля } \frac{3i_р}{\Sigma i_к + 3i_р}.$$

Ниже приведен пример расчета двухпролетной пятиярусной рамы (рис. 7.17, *а*) на воздействия горизонтальных нагрузок (кН). Разгонка моментов в эквивалентной полураме (рис. 7.17, *г*) приведена в табл. 7.4. В первую строку таблицы разгонки моментов внесены номера узлов, во вторую — обозначения стержней, сходящихся в каждом узле, в третью — коэффициенты распределения, в четвертую — изгибающие моменты в стержнях основной системы, в пятую — изгибающие моменты от первой разгонки моментов в лишних связях (рис. 7.17, *в*). Момент в лишней связи равен сумме изгибающих моментов в узловых сечениях сходящихся в узле стержней из основной системы с обратным знаком. В шестую строку внесены концевые изгибающие моменты в стержнях (при наличии вторичных лишних связей), полученные после первой разгонки. Затем следует второй цикл разгонки.

Чтобы определить линии прогибов эквивалентной полурамы, находят горизонтальные относительные смещения ригелей каждого яруса. Взаимное смещение ригелей

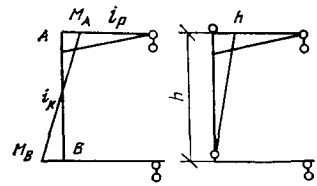


Рис. 7.18. Схема для определения взаимного смещения ригелей яруса эквивалентной полурамы

яруса определяют интегрированием произведения двух эпюр: эпюры моментов на участке яруса в полураме и эпюры моментов от горизонтальной силы, равной единице, приложенной в уровне верхнего ригеля яруса в соответствующей статически определимой системе, получаемой введением шарниров в колонне полурамы, на уровне нижнего ригеля рамы и выше верхнего ригеля (рис. 7.18).

Подсчет ординат прогибов эквивалентной полурамы приведен в табл. 7.5.

Определив относительные смещения ригелей для каждого яруса, простым суммированием их находят горизонтальные перемещения эквивалентной полурамы в уровне каждого ригеля. Принимается, что перемещения рам совпадают с перемещениями эквивалентной полурамы.

Остается по найденным значениям смещений ригелей определить усилия в рамах. Расчет рамы на заданные перемещения выполняют следующим образом.

1. За основную систему принимают раму с лишними связями, закрепляющими узлы от поворота (см. рис. 7.17, *е*).

По взаимным смещениям ригелей яруса определяют усилия во всех колоннах яруса (табл. 7.6) по формуле

$$M_в = M_н = \frac{6i_к}{h}\Delta, \qquad (7.7)$$

где $M_в$ и $M_н$ — соответственно верхний и нижний опорные моменты в защемленной колонне от смещения; h — высота яруса.

2. Определяют моменты в лишних связях суммированием с обратным знаком опорных моментов, сходящихся в каждом узле.

3. Моменты в лишних связях с обратным знаком разгоняют по элементам в предположении, что ригели рамы не смещаются в горизонтальном направлении (в уровне каждого ригеля накладываются лишние горизонтальные связи).

4. Изгибающие моменты в основной системе складывают с моментами в лишних связях с обратным знаком. Этот расчет

Таблица 7.4. **Разгонка моментов (кН·м) в эквивалентной полураме**

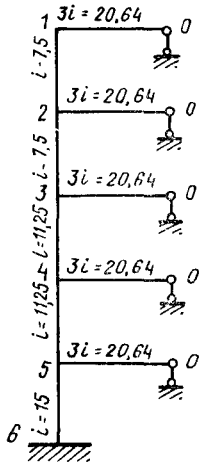
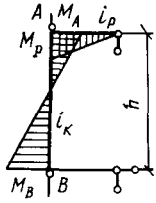
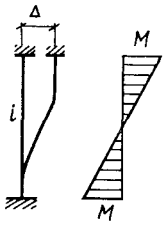
Схема	Цикл	1		2			3			4			5			6
		1—0	1—2	2—1	2—0	2—3	3—2	3—0	3—4	4—3	4—0	4—5	5—4	5—0	5—6	6—5
		0,73	0,27	0,21	0,58	0,21	0,19	0,52	0,29	0,26	0,48	0,26	0,24	0,44	0,32	1
	I	—2,92	4 —1,08	1,08 4 —3,59	—9,91	12 —3,59	3,59 12 —6,76	—18,51	20 —10,32	10,32 20 —15,16	—27,99	28 —15,16	15,16 28 —19	—34,83	36 —25,33	25,33 36
	II	—2,62	3,59 —0,97	0,97 —1,62	—4,48	6,76 —1,62	1,62 —3,19	—8,73	15,16 —4,87	4,89 —6,21	—11,45	19 —6,21	6,21 —1,40	—2,73	—1,99	1,99
	III	—1,18	1,62 —0,44	0,44 —0,76	—2,11	3,19 —0,76	0,76 —1,32	—3,63	6,21 —2,02	2,02 —0,91	—1,68	1,49 —0,91	0,91 —0,22	—0,40	—0,29	0,29
	IV	—0,55	0,76 —0,21	0,21 —0,32	—0,89	1,32 —0,32	0,32 —0,23	—0,64	0,91 —0,36	0,36 —0,15	—0,28	0,22 —0,15	0,15 —0,04	—0,07	—0,05	0,05
	V	—0,23	0,32 —0,09	0,09 —0,07	—0,19	0,23 —0,07	0,07 —0,04	—0,11	0,15 —0,06	0,06 —0,03	—0,05	0,04 —0,03	0,03 —0,01	—0,01	—0,01	0,01
	VI	—0,05	0,07 —0,02	0,02 —0,01	—0,03	0,01 —0,01	0,01 —0,01	—0,02	0,03 —0,01	0,01 —0,01	—0,01	0,01 —0,01	0,01			
		—7,55	7,55	0,44	—17,16	17,17	6,82	—31,61	24,82	15,17	—41,16	26,29	29,71	—38,04	8,33	63,67

Таблица 7.5. **Определение прогибов в эквивалентной полураме**



№ точек	Ярус	Подсчет относительных смещений ригелей ярусов $\Delta = \frac{1}{6}\frac{h}{i_к}(2M_A - M_B) + \frac{M_p h}{3 i_p}$	Δ	Ординаты прогиба
6	5—6	$\frac{1}{6}\cdot\frac{4}{15}(2\cdot 8{,}33-63{,}67)+\frac{38{,}04\cdot 4}{3\cdot 6{,}88}$	5,28	0
5	4—5	$\frac{1}{6}\cdot\frac{4}{11{,}25}(2\cdot 26{,}29-29{,}71)+\frac{41{,}46\cdot 4}{3\cdot 6{,}88}$	9,39	5,28
4	3—4	$\frac{1}{6}\cdot\frac{4}{11{,}25}(2\cdot 24{,}82-15{,}17)+\frac{31{,}64\cdot 4}{3\cdot 6{,}88}$	8,17	14,67
3	2—3	$\frac{1}{6}\cdot\frac{4}{7{,}5}(2\cdot 17{,}17-0{,}82)+\frac{17{,}61\cdot 4}{3\cdot 6{,}88}$	5,86	22,84
2	1—2	$\frac{1}{6}\cdot\frac{4}{7{,}5}(2\cdot 7{,}55-6{,}82)+\frac{7{,}55\cdot 4}{3\cdot 6{,}88}$	2,76	28,70
1				31,46

Таблица 7.6. **Определение изгибающих моментов в основной системе от относительных смещений ригелей ярусов**



№ точек	Ярусы	Относительные смещения Δ	Подсчет моментов в основной системе от смещений $M = \frac{6 i_к}{h}\Delta$	M
1, 7, 13	*1—2* *7—8* *13—14*	2,76	$\frac{6\cdot 2{,}5}{4}\,2{,}76$	10,35
2, 8, 14	*2—3* *8—9* *14—15*	5,86	$\frac{6\cdot 2{,}5}{8}\,5{,}86$	21,98
3, 9, 15	*3—4* *9—10* *15—16*	8,17	$\frac{6\cdot 3{,}75}{4}\,8{,}17$	45,96
4, 10, 16	*4—5* *10—11* *6—17*	9,39	$\frac{6\cdot 3{,}75}{4}\,9{,}39$	52,82
5, 11, 17	*5—6* *11—12* *17—18*	5,28	$\frac{6\cdot 5}{4}\,5{,}28$	39,60

производят методом Кросса (см. рис. 7.17). Неуравновешенными силами в лишних горизонтальных связях, возникающими после разгонки, ввиду их малости пренебрегают.

7.4.3. Расчет балок

Разрезные балки постоянного сечения следует рассчитывать, как правило, с учетом развития пластических деформаций. Неразрезные и защемленные балки постоянного сечения рекомендуется рассчитывать с учетом выравнивания опорных и пролетных моментов в пластической стадии работы стали. Эти расчеты балок следует выполнять в соответствии с указаниями главы 4.

При определении прогиба балок может быть учтено участие в работе балки приваренного рифленого настила.

Балки, входящие в систему вертикальных связей в качестве распорок, статически неопределимы как упругозащемленные в колоннах. При крестовой решетке связей эти балки однопролетные, при полураскосной решетке — двухпролетные. Усилия для подбора сечений балок-распорок получают из расчета рам.

При предварительном приближенном расчете балки-распорки за основную систему принимают балку, жестко защемленную по концам. Рассчитывают такую балку, используя готовые формулы или с помощью графиков опорных моментов (рис. 7.19 и 7.20). Учет упругих поворотов концов балки производят разгонкой опорных моментов, т. е. моментов в лишних связях с обратным знаком по балкам и колоннам рамы, несмещаемой в горизонтальном направлении, по методу Кросса. При разгонке опорных моментов принимается, что средние сечения

балок между колоннами не поворачиваются. Это позволяет рассматривать раму как ряд независимых систем.

Расчетные значения опорных моментов получают сложением опорных моментов от вертикальных нагрузок с опорными моментами от горизонтальных смещений ярусов рамы от действия горизонтальных нагрузок. Подбор сечений и проверку устойчивости балок-распорок и их крепления к колоннам следует производить с учетом совместного действия изгибающих моментов, нормальных и поперечных сил.

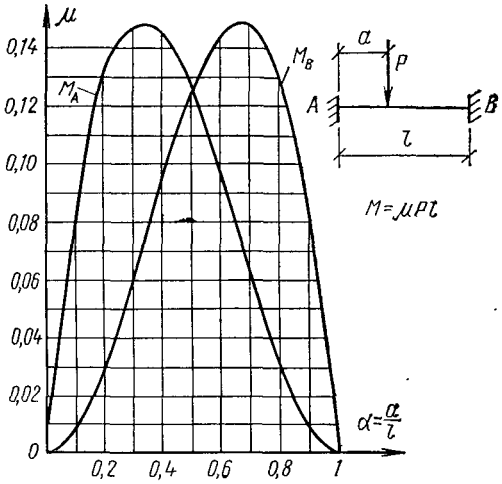


Рис. 7.19. График для определения опорных моментов в балке с защемленными концами

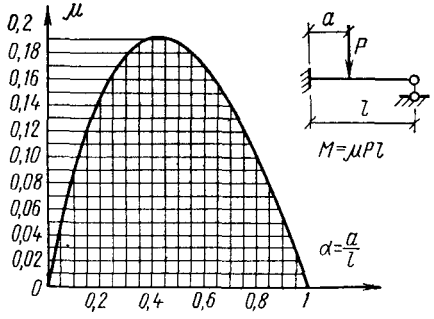


Рис. 7.20. График для определения опорного момента в балке, защемленной с одной стороны и шарнирно-опертой с другой

При железобетонных плитах покрытий, связанных с балками и ригелями специальными деталями, обеспечивающими их совместную работу, расчет балок и ригелей производят как сталежелезобетонных элементов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Снитко И. К.** Практические методы расчета статически неопределимых систем. М., Стройиздат, 1964.
2. **Троицкий П. Н.** Промышленные этажерки. М., Стройиздат, 1965.

ГЛАВА 8. КОЛОННЫ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

8.1. КЛАССИФИКАЦИЯ КОЛОНН

Колонны одноэтажных промышленных зданий классифицируют в зависимости от типа поперечного сечения и его изменения по длине колонны.

Различают три типа колонн:

постоянного по высоте сечения (имеется в виду постоянный размер стенки колонны или габарита сечения в целом), при этом площадь поперечного сечения колонны может изменяться по высоте колонны в зависимости от расчетных усилий (рис. 8.1);

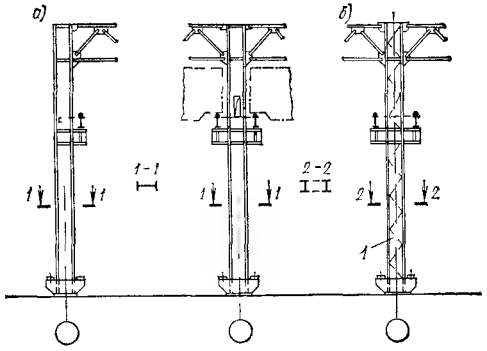


Рис. 8.1. Колонны постоянного по высоте сечения

а — сплошностенчатая колонна крайнего и среднего рядов; *б* — решетчатая (сквозная) колонна среднего ряда; *1* — решетка в двух плоскостях

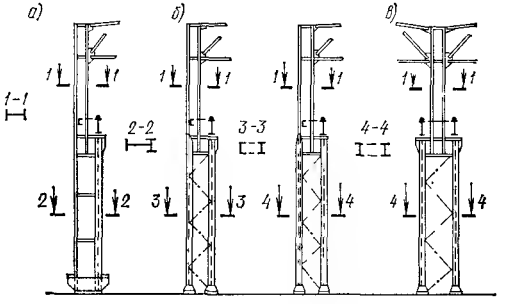


Рис. 8.2. Колонны переменного по высоте сечения (ступенчатые)

а — сплошностенчатая; *б* — решетчатые колонны крайнего ряда (шатровая ветвь из швеллера и двутавра); *в* — решетчатая колонна среднего ряда

переменного по высоте сечения — ступенчатые (рис. 8.2);

раздельного типа — ветви колонн нежестко связаны между собой; каждая из ветвей выполняет различные функции: основная — рамная колонна работает в системе поперечной рамы и воспринимает нагрузку от поперечного торможения мостовых кранов, а подкрановые стойки воспринимают нагрузку только от вертикального давления кранов (рис. 8.3).

Колонны раздельного типа применяют сравнительно редко, что связано с некото-

рым перерасходом металла по сравнению с колоннами переменного по высоте сечения. Применение колонн раздельного типа рационально в случае низкого расположения кранов большой грузоподъемности, а также при реконструкции цехов (например, при увеличении числа пролетов).

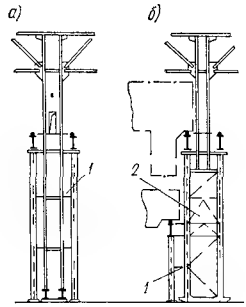


Рис. 8.3. Колонны раздельного типа

а — одноярусное расположение мостовых кранов; *б* — двухъярусное расположение кранов; *1* — соединительные элементы для крепления подкрановой стойки к основной колонне; *2* — габарит для прохода в решетке колонны

Колонны перечисленных типов могут быть сплошностенчатыми, имеющими сплошную стенку между поясами (рис. 8,1, *а* и 8.2, *а*), и решетчатыми (сквозными), в которых пояса соединены решеткой (рис. 8.1, *б* и 8 2, *б*, *в*).

8.2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОНН

8.2.1. Установление основных размеров

Размеры (габариты) колонн должны устанавливаться: 1) в увязке с размещением стационарного и подвижного технологического оборудования для возможности его нормальной эксплуатации; 2) в увязке с габаритами выступающих частей кранов при расположении их в один или в два яруса; 3) исходя из обеспечения прочности, устойчивости и жесткости.

Расположение колонн (сетка колонн) в увязке с технологическим процессом и оборудованием должно быть таким, чтобы в

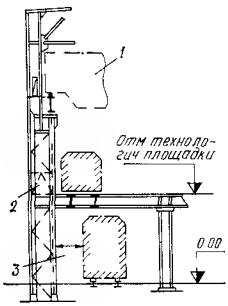


Рис. 8.4. Увязка размеров колонны с габаритами приближения подвижных составов

1 — мостовой кран; *2* — проход в решетке колонны при минимальном расстоянии между колонной и подвижным составом; *3* — проход между колонной и подвижным составом

процессе монтажа, эксплуатации и ремонта оборудования были выдержаны безопасные зазоры между выступающими гранями колонн и оборудованием.

При расположении колонн вблизи железнодорожных путей необходимый зазор между наружными гранями колонн и габаритом подвижного состава должен определяться по соответствующим нормативам для возможности прохода между колонной и подвижным составом в случае, если нет прохода «в теле» колонны (рис. 8.4).

Для крайних и средних рядов колонн одноэтажных промышленных зданий, обо-

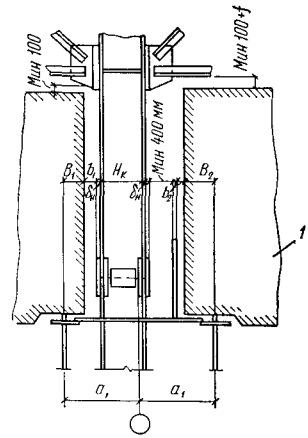


Рис. 8.5. Основные размеры надкранового участка колонны при проходе вдоль подкрановых путей

B_1, B_2 — расстояния от рельса до грани выступающих частей мостового крана; b_1, b_2 — расстояния между выступающими частями крана и конструкциями колонны или ограждения (размеры *B* и *b* принимаются по ГОСТам на краны или по специальным габаритным чертежам); $\delta^{н}$ — толщина накладок и головок болтов при монтажном стыке, расположенном выше подкрановых путей; *1* — мостовой кран

рудованных мостовыми кранами, габариты сечений колонн устанавливаются в зависимости от расстояния между выступающими частями кранов и наружной гранью колонны согласно «Правилам устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов».

Если проход вдоль подкрановых путей проектируют вне пределов габарита колонны (рис. 8.5), то расстояние между выступающими частями торца крана и колонной следует определять с учетом установки ограждения (50—60 мм), прохода (минимум 400 мм) и минимального зазора между краном и ограждением. Расстояние от верхней точки крана до строительных конструкций (нижнего пояса ферм, фасонки, горизонтальных связей, технологических площадок и др.) должно быть не менее 100 мм; при этом необходимо учитывать возможную вертикальную деформацию (прогиб) ферм, связей и т. д.

Все необходимые размеры кранов и зазоры между габаритами кранов и конструкциями колонн или ограждения регламентированы соответствующими ГОСТами на мостовые электрические краны или указаны в специальных габаритных чертежах, разрабатываемых заводом — изготовителем этих кранов.

Минимальную высоту сечений надкрановых участков колонн определяют исходя

из прочности, устойчивости и жесткости колонны и принимают равной $^1/_6$—$^1/_{10}$ высоты ее надкранового участка.

8.2.2. Компоновка сечений

Сечения сплошностенчатых колонн обычно компонуют из трех листов универсальной стали в виде составного двутавра симметричного сечения (рис. 8.6, *а*). Допускается как исключение компоновка двутаврового сечения с несимметричными полками (по ширине и толщине), если расчетный изгибающий момент одного знака значительно больше изгибающего момента другого знака (рис. 8.6, *б*). При больших расчетной нагрузке и высоте сплошностенчатые колонны можно компоновать в виде составных симметричных двутавров (сварных или прокатных) или листа и двутавра, соединенных между собой листом (рис. 8.6, *в*).

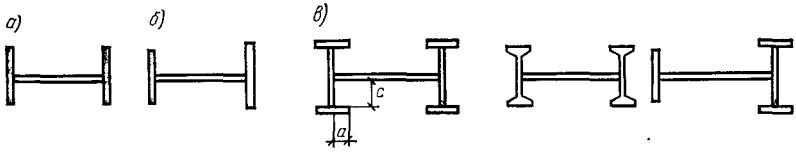


Рис. 8.6. Типы сечений сплошностенчатых колонн

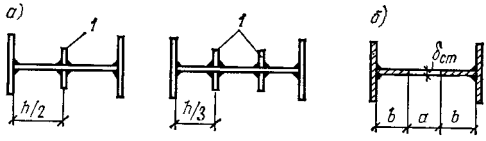


Рис. 8.7. Типы сечений сплошностенчатых колонн в виде сварного двутавра

а — стенка укреплена от потери местной устойчивости продольными ребрами жесткости; *б* — расчетное сечение (заштрихованное) при тонкой (неустойчивой) стенке; *1* — продольные ребра жесткости

При компоновке сечения колонны необходимо выдержать определенные соотношения между размерами стенок и полок колонн (размеры *a* и *c*) для возможности применения автоматической сварки.

Компоновка сечения должна быть такой, чтобы все поперечное сечение колонны было включено в расчет без дополнительных конструктивных мероприятий, т. е. должна быть обеспечена местная устойчивость полок и стенок.

Обеспечить местную устойчивость стенки можно увеличением ее толщины, что рационально при небольшой высоте стенки (не более 1000—1500 мм), или постановкой продольных ребер жесткости с обеих сторон стенки, которые могут быть включены в расчетное поперечное сечение стержня колонны (рис. 8.7, *а*). При этом следует предусматривать стыковку продольных ребер в местах монтажных стыков колонн. Постановка продольных ребер значительно увеличивает трудоемкость изготовления колонны. Поэтому иногда, при небольшом размере *a* (рис. 8.7, *б*), местную устойчивость стенки не обеспечивают и неустойчивую часть стенки *a* считают выключившейся из работы. В этом случае в расчетное сечение стержня колонны вводят только полки и два крайних участка стенки шириной по $b = n\delta_{ст}$, считая от границ расчетной высоты. Значения коэффициента *n* приведены в табл. 4.48.

Сечения решетчатых (сквозных) колонн компонуются из двух ветвей, соединенных между собой соединительной решеткой в двух плоскостях по граням ветвей (рис. 8.8). Сечения колонн средних рядов выполняются симметричными в виде сварных двутавров (рис. 8.8, *а*) либо (при легких колоннах) в виде прокатных двутавров (рис 8.8. *б*).

Для крайних рядов, если затруднено крепление стенового ограждения к полкам двутавра, возможно применение для шатровой ветви сечения в виде горячекатаного или холодногнутого швеллера из листа толщиной не более 16 мм (рис. 8.8, *в*). Для тяжелых колонн возможно применение сварного швеллера (рис. 8.8, *г*). Размер *a* зависит от высоты колонны и расчетных усилий в ней и принимается кратным 250 или 500 мм; при этом общий размер колонны *A* не должен превышать допустимых габаритов перевозки (см. главу 42).

Соединительную решетку следует принимать двухплоскостную раскосную из одиночных уголков без соединительных элементов (рис. 8.9).

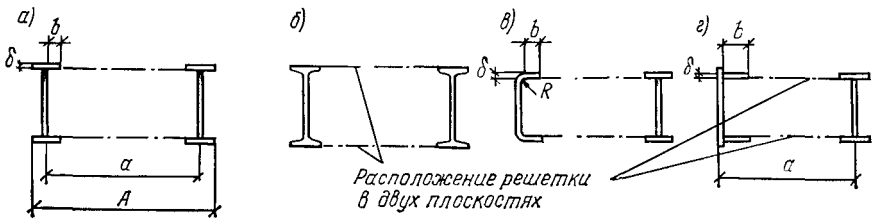


Рис. 8.8. Типы сечений решетчатых колонн

Решетку следует центрировать на оси ветвей. При швеллерных сечениях шатровой ветви возможна центрировка решетки на обушки (рис. 8.9, *б*). В этом случае при расчете колонны следует учитывать дополнительный момент в шатровой ветви, возникающий от расцентровки решетки.

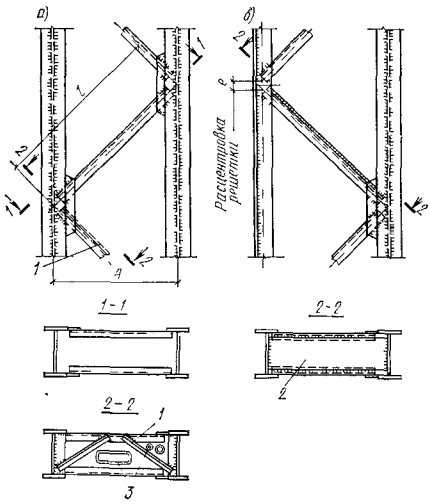


Рис. 8.9. Соединительная решетка колонн

а — ветви из сварных двутавров; *б* — шатровая ветвь из сварного швеллера; *1* — решетчатая диафрагма; *2* — диафрагма из сплошного листа; *3* — пропуск технологических коммуникаций

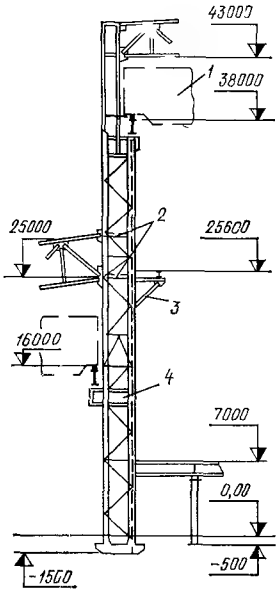


Рис. 8.10. Пример увязки разбивки решетки колонны с примыкающими конструктивными элементами

1 — мостовой кран; *2* — диафрагмы жесткости в месте примыкания рамной стропильной фермы; *3* — кронштейн для опирания технологической площадки; *4* — жесткая вставка в месте примыкания подкрановой консоли

Для уменьшения размеров узловых фасонок решетку заводят на полки ветвей, поэтому ширину полок ветвей необходимо назначать максимальной. В центрально- и внецентренно-сжатых колоннах наибольшее отношение расчетной ширины свеса сжатого листа (полки) b к толщине δ определяют в зависимости от гибкости стержня и вида поперечного сечения; значения b/δ приведены в табл. 4.49 и 4.50. В случае недонапряжения элемента предельные значения b/δ, указанные в табл. 4.49 и 4.50, могут быть увеличены в $\sqrt{R\varphi^*/\sigma}$ раза, но не более чем на 25%. Здесь φ^* — меньшая из величин φ, $\varphi^{вн}$, $\varphi^{вн}_{xy}$, $c\varphi$, использованная при проверке устойчивости данного элемента; $\sigma=N/F$ — осевое напряжение сжатия в элементе.

Угол наклона раскосов принимают в пределах 40—45°. Расположение узлов крепления решетки к ветвям колонны следует увязывать с примыкающими к колонне смежными конструкциями (фермами, подкрановыми балками, консолями, кронштейнами и др.), с тем чтобы усилия от этих конструкций передавались в узлы (рис. 8.10).

На рис. 8.11 показана увязка решетки колонны с опорными конструкциями при трехъярусном расположении подкрановых балок в здании отделения непрерывной разливки стали кислородно-конвертерного цеха.

Для увеличения жесткости составной (сквозной) колонны ее ветви соединяют жесткими наклонными диафрагмами из сплошного листа. В случае пропуска каких-либо технологических коммуникаций в пределах габарита колонны возможно устройство решетчатых диафрагм (см. рис. 8.9).

8.2.3. Расчет колонн

Расчетная схема колонн, входящих в систему каркаса здания, должна соответствовать расчетной схеме этого каркаса. Расчетные усилия в колоннах определяются расчетом каркаса-поперечника (рамы) методами строительной механики с максимальным использованием программ ЭВМ, позволяющих выполнить статический расчет поперечника и комбинации усилий в элементах каркаса (в колоннах и ригелях), а также подобрать оптимальные сечения этих элементов.

Расчет отдельных колонн, не входящих в расчетную схему рамы (колонны раздельного типа), выполняется самостоятельно на непосредственно приложенные к ним нагрузки. Расчетная схема этих колонн выбирается с учетом характера закрепления их концов. При расчете колонн раздельного типа в случае жесткого сопряжения их с фундаментом следует учитывать влияние горизонтальных деформаций основных (рамных) колонн.

После определения расчетных усилий в колоннах необходимо вычислить расчетные длины колонн, а для ступенчатых колонн — расчетные длины отдельных их участков в плоскости поперечной рамы и из ее плоскости.

Рис. 8.11. Колонна с опорными конструкциями для трехъярусных подвесных балок (отделение непрерывной разливки стали кислородно-конвертерного цеха)

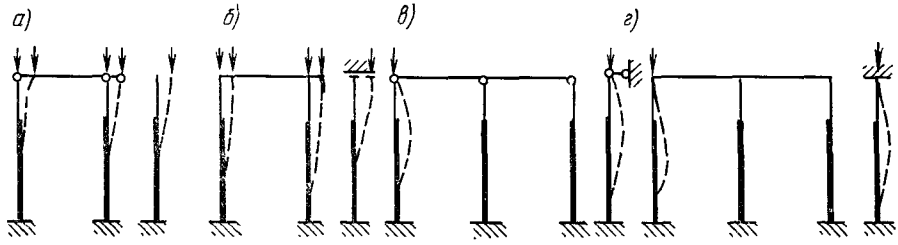


Рис. 8.12. Расчетные схемы опирания ригелей на колонны

Для точного решения задачи определения расчетных длин колонн или ее отдельных участков необходимо произвести расчет рамы в целом на устойчивость. Такой расчет довольно трудоемок, поэтому на практике его упрощают — каждую колонну рассматривают изолированно от всей системы (рамы) и расчетные длины определяют в зависимости от условий закрепления ее концов и значений продольных сил.

Коэффициенты расчетной длины колонн постоянного сечения определяют в зависимости от условий закрепления их концов (см. табл. 4.26).

Коэффициенты расчетной длины ступенчатых колонн, входящих в систему каркаса-поперечника, следует определять по указаниям п. 4.4.3.

Различают четыре расчетные схемы соединения верхнего конца колонны с ригелем при нижнем конце колонны, защемленном в уровне фундамента (рис. 8.12): а) верхний конец свободен (рис. 8.12, *а*) — данное закрепление относится к однопролетным зданиям с шарнирным опиранием ригелей, а также к многопролетным при отсутствии жесткого кровельного диска; б) верхний конец закреплен только от поворота (рис. 8.12, *б*) — этот вид закрепления относится к одноопролетным зданиям с защемленным ригелем; в) верхний конец неподвижен, опирание ригелей шарнирное (рис. 8.12, *в*) — данное закрепление относится к многопролетным зданиям с шарнирным опиранием ригелей; г) верхний конец неподвижен и закреплен от поворота (рис. 8.12, *г*) — многопролетные рамы с защемленными ригелями.

Схемы, показанные на рис. 8.12, *в*, *г*, относятся к многопролетным рамам (с числом пролетов два и более) при наличии сплошного диска (жесткой кровли, систем продольных связей), связывающего поверху все колонны и обеспечивающего пространственную работу сооружения.

Расчетные длины колонн или их участков в направлении вдоль здания (из плоскости рам) принимают равными расстояниям между закрепленными точками колонны от смещения вдоль здания (рис. 8.13). Такими точками могут служить связи стропильных ферм, подкрановые балки, балки технологических площадок и т. п.

При разрезных подкрановых балках развязку колонны из плоскости рамы необходимо учитывать только в уровне нижнего пояса подкрановых балок.

Устойчивость внецентренно-сжатых колонн постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, проверяют по формуле (4.26).

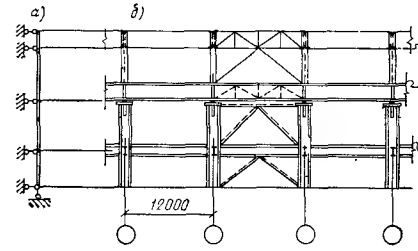


Рис. 8.13. Пример определения расчетных длин колонн из плоскости рамы — вдоль цеха

а — расчетная схема; *б* — продольный разрез по колоннам; *1* — отметка низа ферм; *2* — отметка верха подкрановой балки; *3* — отметка рабочей площадки

Для предварительного определения требуемой площади сечения сплошностенчатой внецентренно-сжатой колонны можно использовать формулу Ясинского:

$$\sigma = \frac{N}{F\varphi} + \frac{M}{W} \leqslant R, \qquad (8.1)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба центрально сжатого элемента в плоскости действия момента.

Устойчивость внецентренно-сжатых колонн постоянного сечения из плоскости действия момента при их изгибе в плоскости наибольшей жесткости, совпадающей с плоскостью симметрии, проверяют по формуле (4.28).

Решетчатая (сквозная) колонна работает как ферма с параллельными поясами, в которой от нормальной силы N и изгибающего момента M в поясах (ветвях колонны) возникают только нормальные усилия, а поперечная сила Q воспринимается решеткой. Расчет сквозных колонн следует выполнять по указаниям п. 4.3.3.

Соединительную решетку сквозных колонн рассчитывают на поперечную силу, равную большему из значений: фактической поперечной силы или условной поперечной силы $Q_{усл}$, определяемой по табл. 4.8.

Несущую способность элементов решетки (раскосов или распорок) определяют по формуле

$$[N] = FR\varphi m, \qquad (8.2)$$

где F — площадь поперечного сечения элемента решетки (брутто); R — расчетное

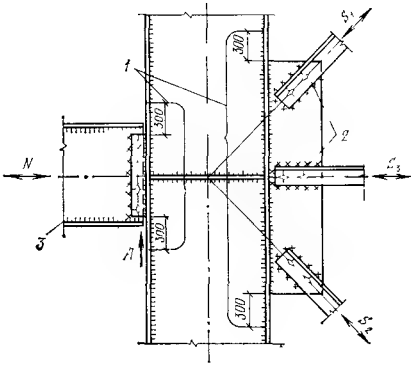


Рис. 8.14. Пример назначения сварных швов, соединяющих стенку колонны с полками в зависимости от примыкания конструктивных элементов с большими продольными и поперечными усилиями

1 — поясные швы; назначаются в зависимости от усилий N, A и S; *2* — примыкание вертикальных связей; *3* — примыкание балки рабочей площадки

сопротивление стали сжатию; m — коэффициент условий работы сжатого одиночного уголка, равный 0,75; φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый при расчетной длине элемента решетки, равной 0,75 от геометрической длины стержня в осях, и минимальном радиусе инерции уголка.

При расчете соединительной решетки следует особо обращать внимание на раскосы и стойки, находящиеся в пределах кронштейнов, консолей, ферм соседних пролетов и т. п. ввиду больших местных поперечных сил (см. рис. 8.10).

8.2.4. Конструирование стержня колонны

Стенки сплошных колонн при $h_0/\delta \geqslant 1000/\sqrt{R}$ (где R в МПа) следует укреплять парными поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $2{,}5h_0$—$3h_0$ одно от другого; на каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер. Ширина выступающей части поперечного ребра жесткости должна быть не менее $h_0/30+40$ мм; толщина ребра — не менее $^1/_{15}$ ширины ребра для стали классов С38/23—С46/33 и не менее $^1/_{12}$ — для остальных классов стали.

Мощные составные колонны с развитыми сечениями ветвей следует укреплять жесткими сплошными или сквозными диафрагмами, соединяющими ветви этих колонн (см. рис. 8.9). Диафрагмы следует располагать не более чем через 4 м по высоте колонны, но не менее чем по две диафрагмы на одном отправочном элементе.

Сварные швы, соединяющие стенку с полками в сварных двутавровых (или швеллерных) колоннах, следует назначать сплошными. Толщину угловых швов назначают в зависимости от толщин свариваемых элементов и марок стали согласно п. 10.34 СНиП II-В.3-72, но не менее 6 мм, за исключением тех мест, где к колоннам примыкают конструктивные элементы с большими продольными и поперечными усилиями (рис. 8.14). В этом случае сварные поясные швы, соединяющие стенку с полками, в местах примыкания балок, кронштей-

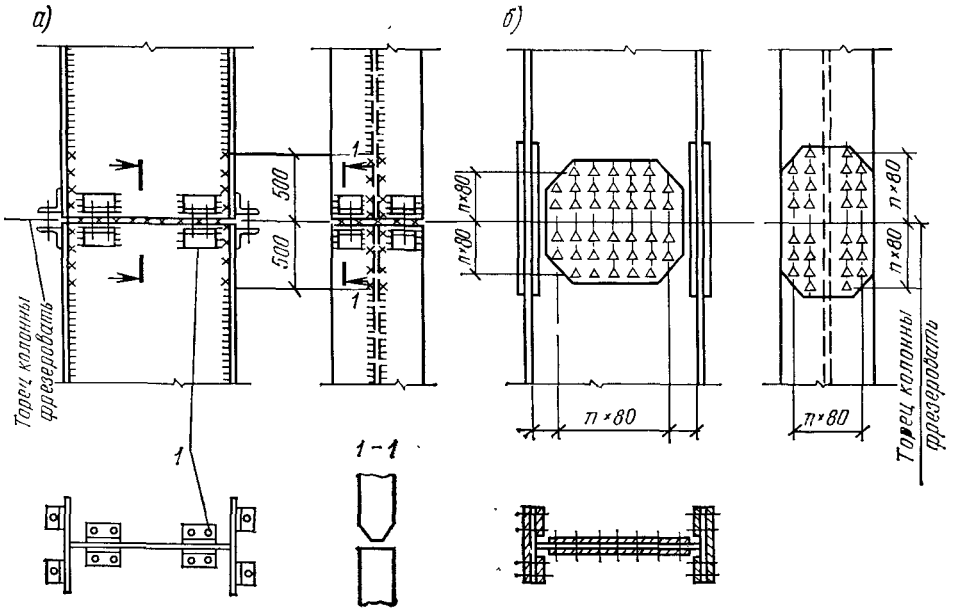


Рис. 8.15. Монтажные стыки колонн

а — сварной стык; *б* — стык на высокопрочных болтах; *1* — монтажные стыковочные уголки 100×12

нов, вертикальных связей и пр. принимаются такими же, как швы примыкающих элементов и на 300 мм длиннее с каждой стороны.

Заводские стыки колонн следует выполнять сварными прямыми встык с полным проваром.

Монтажные стыки колонн могут выполняться сварными встык с полным проваром либо на высокопрочных болтах (рис. 8.15).

Места установки монтажных стыков по высоте колонны назначают исходя из двух основных предпосылок: максимального использования железнодорожных габаритов перевозок и увязки монтажных стыков с условиями и требованиями монтажа колонн. Обычно монтажные стыки должны совпадать с местами изменения сечения колонн.

В монтажных стыках на высокопрочных болтах сжимающие усилия передаются через фрезерованные торцы колонн, а растягивающие — накладками, соединенными с колонной высокопрочными болтами.

8.3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ КОЛОНН

8.3.1. Сопряжения ферм с колоннами

Конструкция опорного узла ферм решается в зависимости от способа сопряжения ригеля с колонной — шарнирного или жесткого.

Пример жесткого сопряжения фермы с колонной крайнего ряда показан на рис. 8.16. На опорные реакции (вертикальную A и горизонтальные H), определяемые при расчете рамы, рассчитывают прикрепления верхнего и нижнего узлов фермы к колонне.

При конструировании нижнего узла необходимо стремиться к тому, чтобы середина опорной фасонки проходила через центр тяжести нижнего пояса, т. е. совпадала с линией действия горизонтальной силы $H_н$.

При выполнении данного требования необходимо учитывать крановый габарит и его минимальное приближение к конструкции нижнего узла согласно «Правилам устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов».

В том случае, когда центр тяжести опорной фасонки не совпадает с линией действия горизонтальной силы $H_н$, необходимо учитывать влияние дополнительного момента ($M_н$) на опорную фасонку и сварные швы.

Суммарные напряжения в сварном шве $ш_ф$, прикрепляющем накладки к опорной фасонке, определяют по формуле

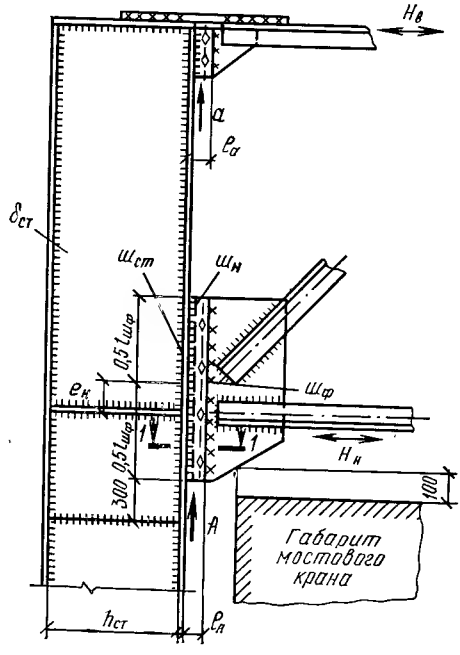
$$\Sigma\sigma_{ш_ф} = \sqrt{\sigma^2_{ш_ф} + \tau^2_{ш_ф}} \leqslant R^{св}_{у}, \quad (8.3)$$

где

$$\sigma_{ш_ф} = \frac{H_н}{2(\beta h_{ш_ф})\, l_{ш_ф}} + \frac{(Ae_A + H_н e_н)\,6}{2(\beta h_{ш_ф})\, l^2_{ш_ф}}; \quad (8.4)$$

$$\tau_{ш_ф} = \frac{A}{2(\beta h_{ш_ф})\, l_{ш_ф}}. \quad (8.5)$$

Сварные швы $ш_н$, соединяющие две накладки с полкой колонны (см. разрез *1—1*, рис. 8.16), рассчитывают аналогично швам $ш_ф$, но без учета изгибающего момента от внецентренного приложения опорной реакции A.



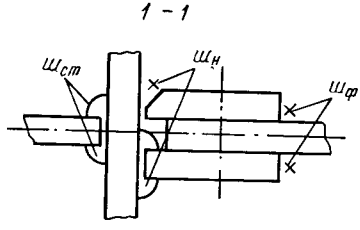


Рис. 8.16. Жесткое сопряжение фермы с колонной крайнего ряда

Напряжение в поясных швах колонны в месте примыкания нижней опорной фасонки определяют по формуле

$$\sigma_{ш_{ст}} = \frac{H_н}{2(\beta h_{ш_{ст}})\, l_ш} + \frac{H_н e_н 6}{2(\beta h_{ш_{ст}})\, l_ш^2} \leqslant R_у^{св}. \qquad (8.6)$$

В стенке колонны (после подбора сечения надкрановой части) в пределах высоты рамного решетчатого ригеля должны быть проверены приведенные напряжения по формуле

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leqslant 1{,}15R, \qquad (8.7)$$

где σ и τ — расчетные нормальные и касательные напряжения в краевом участке стенки колонны на уровне поясных швов $ш_{ст}$, определяемые по формулам

$$\sigma = \frac{M}{W} \text{ и } \tau = \frac{QS}{J\delta_{ст}}. \qquad (8.8)$$

Кроме того, напряжение в стенке колонны в месте примыкания нижней опорной фасонки от горизонтальной силы $H_н$ не должно превышать расчетного сопротивления стали сжатию:

$$\sigma_{ст} = \frac{H_н}{\delta_{ст}\, l_ф} \leqslant R. \qquad (8.9)$$

Устойчивость стенки колонны в месте примыкания нижнего опорного узла обеспечивается постановкой горизонтальных ребер жесткости, местоположение которых должно быть увязано с примыканием связей по нижним поясам стропильных ферм.

Крепление верхнего пояса фермы к колонне (см. рис. 8.16) рассчитывают в предположении передачи силы $H_в$ полностью через верхнюю горизонтальную накладку. Прикрепление вертикальной фасонки рассчитывают на вертикальную реакцию и горизонтальную силу, равную $^1/_3\, H_в$.

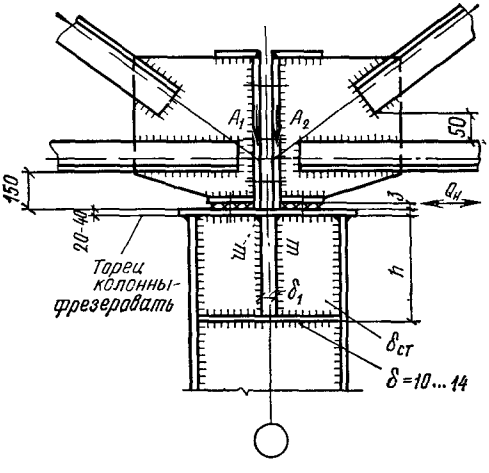


Рис. 8.17. Шарнирное опирание стропильных ферм на колонну

Пример шарнирного опирания стропильных ферм на колонну сверху показан на рис. 8.17. Вертикальные реакции (A_1 и A_2) стропильных ферм передаются через строганые торцы опорных ребер ферм на опорную плиту, затем через опорное ребро оголовка колонны на стенку колонны и далее равномерно распределяются по сечению стержня.

Толщину опорного ребра оголовка колонны определяют по формуле

$$\delta_1 \geqslant \frac{A_1 + A_2}{2b_1 R_{см}}, \qquad (8.10)$$

где $A_1 + A_2$ — суммарная реакция стропильных ферм; $R_{см}$ — расчетное сопротивление стали смятию; $2b_1$ — ширина двух опорных ребер оголовка колонны.

Напряжение в сварных швах

$$\tau_ш = \frac{A_1 + A_2}{4h(\beta h_ш)} \leqslant R_у^{св}. \qquad (8.11)$$

Толщину стенки оголовка колонны определяют при расчете колонны и принимают не менее

$$\delta_{ст} \geqslant \frac{A_1 + A_2}{2hR_{ср}}. \qquad (8.12)$$

При необходимости возможно местное усиление стенки оголовка колонны путем устройства вставки.

Сварные швы, соединяющие опорную плиту со стенкой колонны, назначают минимальными с учетом передачи через них поперечной силы ($Q_н$) в колонне на уровне примыкания ригеля рамы.

8.3.2. Проем в стенке колонны для прохода

Проем в стенке колонны для прохода вдоль подкрановых путей выполняется только в том случае, когда габариты мостовых кранов не позволяют организовать проход вдоль подкрановых путей вне стенки надкрановой части колонны. Размеры проема для прохода должны быть не менее 400 мм по ширине и 1800 мм по высоте (рис. 8.18). Ослабленный проемом участок стенки необходимо усилить. Усиление стенки производят в зависимости от ширины стенки колонны h_0. При $b_0 \leqslant 200$ мм усиление выполняется из двух листов, приваиваемых к стенке сварными швами с разделкой кромок (подварка корня сварного шва выполняется обязательно). При $b_0 \geqslant 200$ мм усиление выполняется из одного листа, приваиваемого к стенке колонны угловыми швами. Для возможности установки листа «в вилку» он должен состоять из двух частей с последующей стыковкой частей между собой.

Сечение колонны в месте прохода необходимо проверить расчетом на ту комбинацию усилий M, N и Q, по которой было подобрано основное сечение надкрановой части колонны. Это делается для того, чтобы основное и усиленное сечения были равнопрочными.

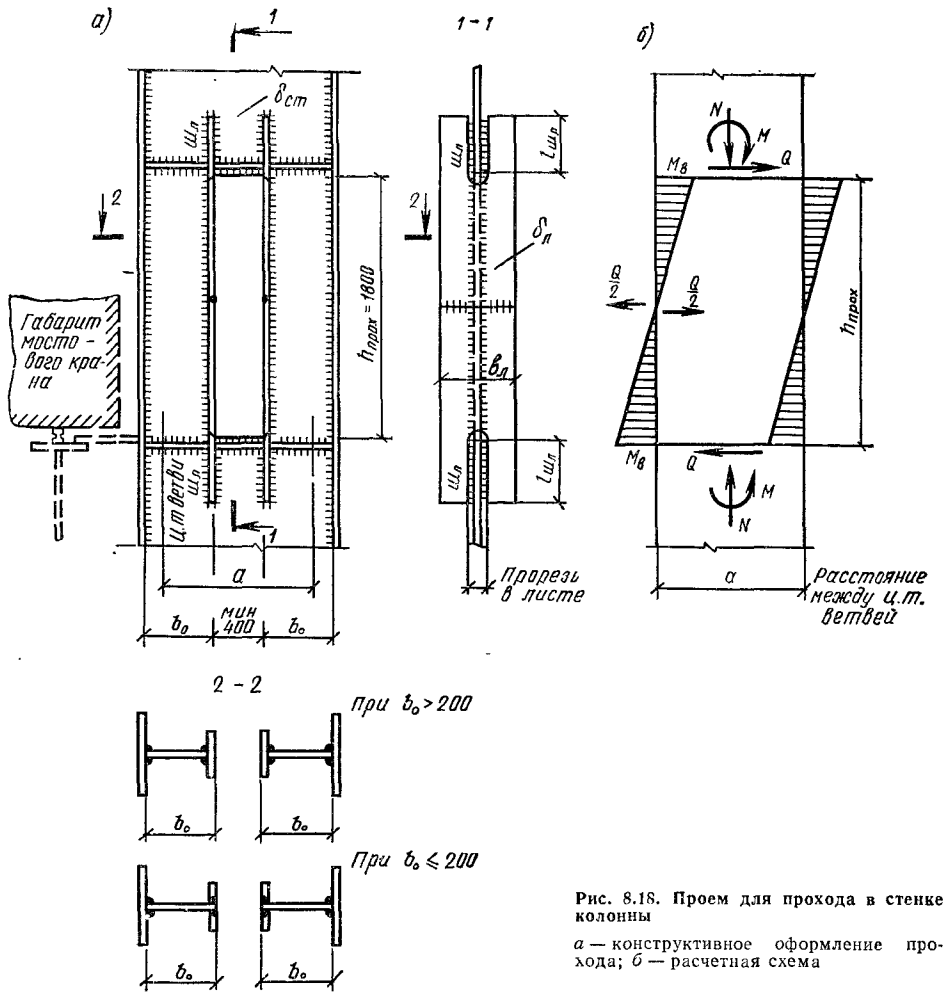


Рис. 8.18. Проем для прохода в стенке колонны

а — конструктивное оформление прохода; *б* — расчетная схема

Ветвь колонны в месте прохода проверяют на устойчивость (как внецентренно-сжатый стержень) по формулам:

в плоскости действия момента

$$\sigma = \frac{N_в}{\varphi_{вн} F_в} \leqslant R; \qquad (8.13)$$

из плоскости действия момента

$$\sigma = \frac{N_в}{c\varphi_y F_в} \leqslant R, \qquad (8.14)$$

где $N_в$ — суммарная продольная сила в ветви, определяемая по формуле

$$N_в = \frac{N}{2} + \frac{M}{a}; \qquad (8.15)$$

$F_в$ — площадь сечения одной ветви.

Изгибающий момент $M_в$, необходимый для вычисления относительного эксцентриситета $m = e\frac{F}{W}$, где $e = M_в/N_в$, определяют по формуле

$$M_в = \frac{Qh_{прох}}{4}. \qquad (8.16)$$

При вычислении $\varphi_{вн}$ расчетную длину принимают равной высоте прохода; расчетную длину из плоскости при вычислении φ_y принимают равной расстоянию между точками закрепления надкрановой части колонны вдоль здания, т. е. такой же, как и при подборе основного сечения.

Длину шва определяют по формуле

$$l_{шл} \geqslant \frac{b_л \delta_л R}{4(\beta h_{шл}) R_у^{св}}, \qquad (8.17)$$

где R — расчетное сопротивление стали растяжению.

При этом необходимо, чтобы

$$l_{шл} \geqslant \frac{b_л \delta_л R}{2\delta_{ст} R_{ср}}, \qquad (8.18)$$

где $\delta_{ст}$ — толщина стенки колонны; $R_{ср}$ — расчетное сопротивление стали срезу.

8.3.3. Подкрановые траверсы

В ступенчатых решетчатых колоннах (см. рис. 8.2 и 8.11) для прикрепления верхнего надкранового участка и опирания

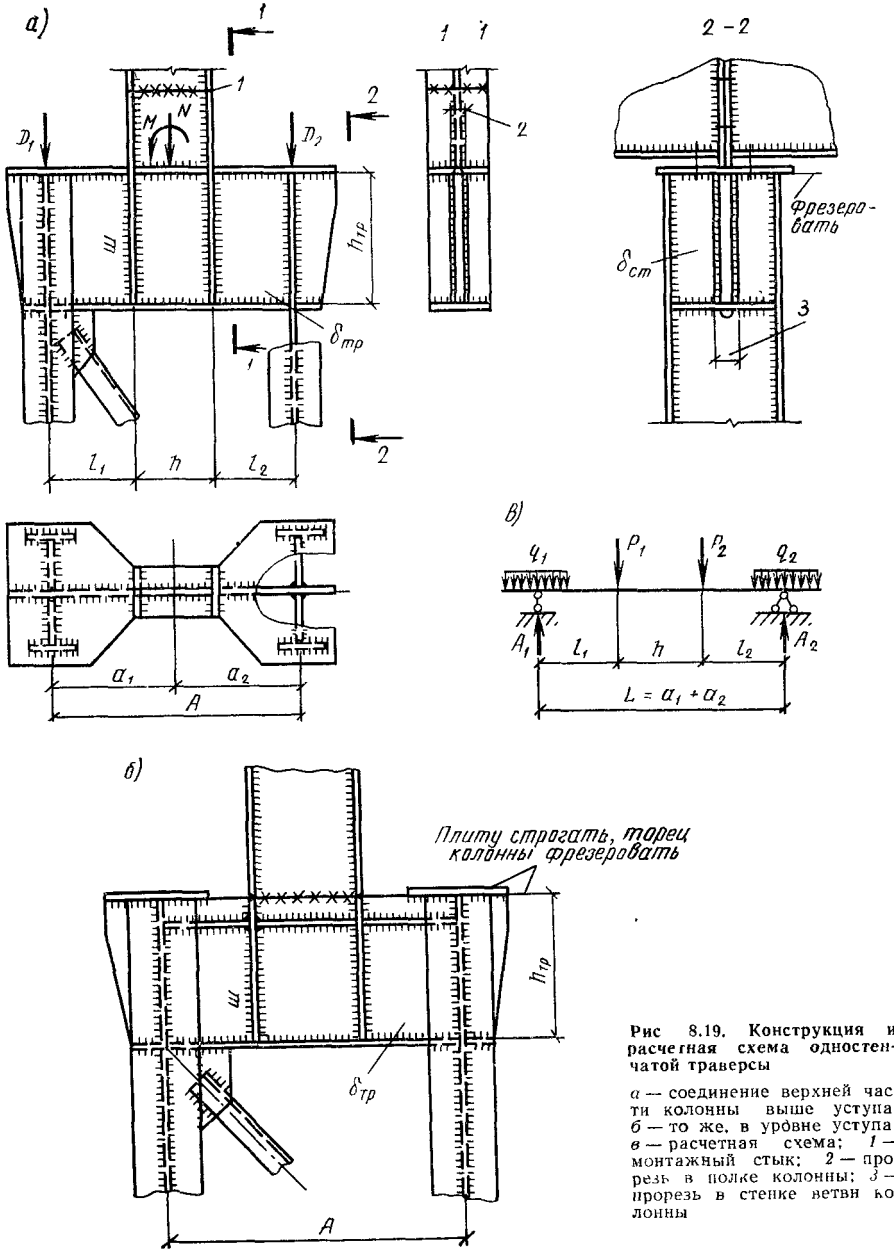


Рис 8.19. Конструкция и расчетная схема одностенчатой траверсы

а — соединение верхней части колонны выше уступа; *б* — то же, в уровне уступа; *в* — расчетная схема; *1* — монтажный стык; *2* — прорезь в полке колонны; *3* — прорезь в стенке ветви колонны

подкрановых балок в месте ступенчатого изменения сечения колонны ставят траверсы, проектируемые, как правило, одностенчатыми (рис. 8.19). Применение двухстенчатых траверс допускается в исключительных случаях: либо по конструктивным соображениям, либо при больших усилиях в надкрановой части колонны и больших значениях давления подкрановых балок (рис. 8.20 и 8.11).

Конструкция траверсы должна обеспечивать доступность и удобство наложения сварных швов на все прикрепляемые элементы.

Одностенчатая траверса может быть выполнена с монтажным соединением верхней части колонны выше или в уровне уступа (см. рис. 8.19, *а*). В первом случае в полках надкрановой части колонны делают прорезь, в которую устанавливают траверсу, а стенку колонны перестыковывают с траверсой через горизонтальный лист.

Во втором случае монтажный стык надкрановой части колонны и траверсы делают в уровне уступа (см. рис. 8.19, *б*). Для точного сопряжения частей колонн предусмотрены сверленные по кондукторам отверстия.

Вертикальное давление от подкрановых балок передается через горизонтальные распределительные листы, толщина которых должна быть не менее 25—30 мм. Нижний пояс траверсы имеет, как правило, толщину 10—14 мм.

Одностенчатые траверсы (см. рис. 8.19) рассчитывают как однопролетную балку с пролетом, равным расстоянию между осями ветвей колонны. Нагрузку на траверсу от верхнего участка колонны определяют в виде двух сосредоточенных сил P_1 и P_2 по формулам:

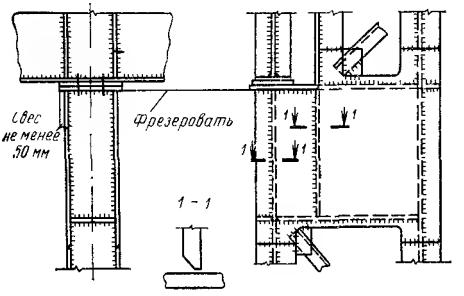


Рис. 8.20. Конструкция двухстенчатой траверсы

$$P_1 = \frac{N}{2} + \frac{M}{h}; \qquad (8.19)$$

$$P_2 = \frac{N}{2} - \frac{M}{h}, \qquad (8.20)$$

где M и N — расчетные усилия в колонне в уровне уступа.

Нормальные и касательные напряжения в траверсе определяют по формулам:

$$\sigma_{тр} = \frac{M_{тр}}{W_{тр}} \leqslant R; \qquad (8.21)$$

$$\tau_{тр} = \frac{1,5\,Q_{тр}}{F_{тр}} \leqslant R_{ср}. \qquad (8.22)$$

Максимальную поперечную силу в траверсе и расчетный момент определяют по формулам:

$$Q_{тр} = A_P + kD_{кр}; \qquad (8.23)$$

$$M_{тр} = A_P\, l_1, \qquad (8.24)$$

где A_P — опорная реакция в траверсе от сосредоточенных сил P_1 и P_2; $D_{кр}$ — вертикальное давление от подкрановых балок; k — коэффициент, учитывающий неравномерную передачу вертикального давления от подкрановых балок; принимается равным 0,6.

В расчетное сечение траверсы при определении момента сопротивления $W_{тр}$ и площади траверсы $F_{тр}$ включают только вертикальный лист.

Сварные швы, прикрепляющие полки верхнего участка колонн к траверсе, принимают одинаковыми для двух полок и рассчитывают на усилие от максимальной силы P_1 по формуле

$$\tau_ш = \frac{P_1}{4\,(\beta h_ш)\, l_ш} < R_у^{св}. \qquad (8.25)$$

Максимальную расчетную длину $l_ш$ сварных швов принимают равной не более 60 толщин шва.

Крепление траверсы к стенке ветви колонны при опирании разрезных подкрановых балок, а также неразрезных с одним опорным ребром выполняют обычно через прорезь в стенке (без перестыковки траверсы) колонны и рассчитывают на суммарную реакцию, равную $A = A_P + D_{кр}$. На эту же реакцию необходимо проверить касательные напряжения в стенке колонны в месте опирания траверсы по формуле

$$\tau_{ст} = \frac{A}{2h_{тр}\delta_{ст}} \leqslant R_{ср}, \qquad (8.26)$$

где A — суммарная реакция в траверсе от силы P и $D_{кр}$; $\delta_{ст}$ — толщина стенки ветви колонны.

При $\tau_{ст} > R_{ср}$ необходимо делать вставку в стенке ветви колонны.

8.3.4. Подкрановые консоли

Для опирания подкрановых балок (под краны небольшой грузоподъемности) или других конструкций в колоннах применяются консоли, привариваемые к стержню колонны, как правило, на заводе-изготовителе (если позволяют габариты перевозки). Консоли для опирания подкрановых балок следует проектировать преимущественно одностенчатыми. Конструктивное примыкание одностенчатых консолей к колоннам выполняется в зависимости от типа колонн (рис. 8.21).

В одностенчатой консоли проверку напряжений в опорном сечении (у полки колонны) допускается производить в предположении, что изгибающий момент $M_к$ воспринимается только полками консоли (без учета стенки), а вертикальное давление P (поперечная сила) — стенкой консоли (без учета полок). В том случае нормальные и касательные напряжения в полках и стенке консоли определяют по формулам

$$\sigma_п = \frac{M_к}{h_к F_п} < R; \qquad (8.27)$$

$$\tau_{ст} = \frac{P}{F_{ст}} < R_{ср}, \qquad (8.28)$$

где $F_п$ и $F_{ст}$ — площади сечений полки и стенки консоли; $M_к$ — момент в опорном сечении консоли от вертикального давления, равный Pl.

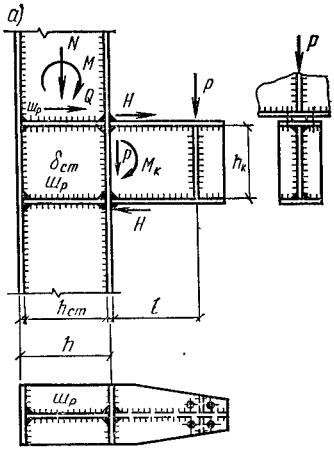
Сварные швы $ш_п$, прикрепляющие полки консоли к колонне (см. рис. 8.21), а также швы ребер должны воспринимать усилие $H = M_к/h_к$.

При опирании на консоли подкрановых балок верхнюю полку консоли конструктивно делают большей толщины, чем нижнюю.

Ребра в колонне принимаются такой же толщины, как и полки консоли. Сварные

швы $ш_р$ крепления ребер к стенке колонны на длине не более 60 толщин шва должны воспринимать усилие, равное H.

В стенке колонны в месте примыкания консоли возникает сложное состояние, вызванное действием на стенку нормальных и



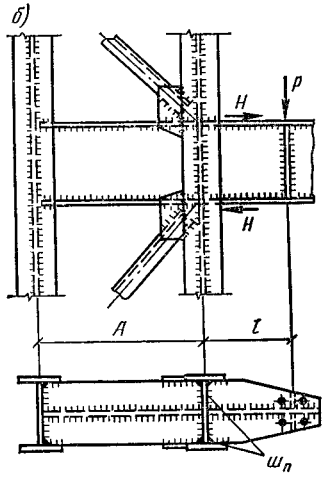


Рис. 8.21. Подкрановые консоли

а — в сплошностенчатой колонне; *б* — в решетчатой колонне

касательных напряжений. В этом сечении приведенные напряжения определяют по формуле

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leqslant 1,15\,R, \qquad (8.29)$$

где σ — суммарное нормальное напряжение в краевом участке стенки колонны (у поясных швов), возникающее от нормальных сил N и внешнего момента M в колонне на уровне верхнего ребра и равное $\sigma = \sigma_N + \sigma_M$; τ — суммарное касательное напряжение в стенке от поперечной силы Q в колонне и горизонтальной силы H, равное

$$\tau = \frac{H + Q}{F_{ст}}, \qquad (8.30)$$

где $F_{ст}$ — площадь сечения стенки колонны.

Крепление одностенчатой консоли к решетчатой колонне (см. рис. 3.21, *б*) рассчитывают так же, как примыкание консоли к сплошностенчатой колонне. Горизонтальная сила $H = \frac{Pe}{h_к}$ передается через сварные швы $ш_п$, соединяющие полки консоли со стенкой и полкой ветви колонны. Сечение

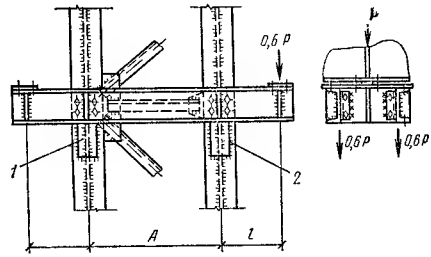


Рис. 8.22. Двухстенчатая подкрановая консоль в решетчатой колонне

1 — столик $\delta = 20$ мм; *2* — для указанных швов коэффициент условий работы $k = 0,65$

жесткой вставки в колонне принимается, как правило, таким же, как и сечение консоли.

Пример опирания двухстенчатых консолей на решетчатую колонну в случае, когда общая длина консоли превышает габарит перевозки, показан на рис. 8.22. При расчете каждой ветви консоли необходимо учитывать возможную (или условную) неравномерность передачи вертикальной силы P на каждую ветвь консоли путем расчета каждой из них на силу $A = 0,6\,P$.

8.3.5. Базы колонн

База является опорной частью колонны и предназначена для передачи усилия с колонны на фундамент. Сопряжение колонны с фундаментом выполняется с помощью баз, конструкция которых зависит от типа колонн и должна соответствовать расчетной схеме опирания колонн (сопряжение шарнирное или жесткое).

Базы центрально-сжатых сплошностенчатых колонн при шарнирном сопряжении с фундаментом рекомендуется для уменьшения трудоемкости изготовления проектировать из одной плиты (рис. 8.23, *а*). При больших нагрузках (или при необходимости, по конструктивным соображениям, развивать базу только в одном направлении) для уменьшения толщины опорной плиты передача нормальной силы на плиту осуществляется через стержень колонны, траверсы и ребра (рис. 8.23, *б*, *в*).

Максимальная толщина плиты, принимаемая для баз колонн, не должна превышать 60—80 мм.

Опирание стержня колонны на опорную плиту может быть двух типов: через фрезерованный торец колонны при строганой верхней плоскости плиты — базы раздельного типа и через сварные угловые швы (при отсутствии необходимого оборудования

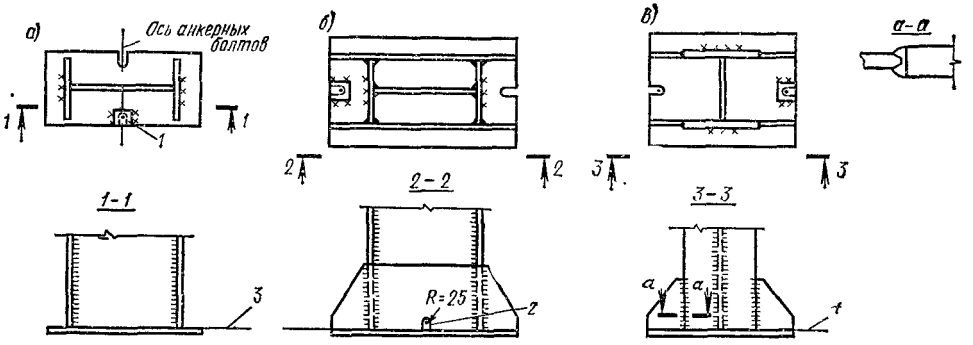


Рис. 8.23. Базы центрально-сжатых колонн

а — опирание колонны непосредственно на плиту; *б*, *в* — опирание колонны на плиты через траверсы и ребра; *1* — шайбы δ=16... 20 мм; *2* — отверстие для стока воды, *3* — плоскость плиты строгать; торцы стержня колонны и траверс фрезеровать; *4* — плоскость плиты строгать; торцы колонн ребер и траверс фрезеровать

для фрезеровки торцов) — базы объединенного типа.

Существуют два основных способа установки колонн на фундамент: на стальные подкладки толщиной 40—60 мм между опорной плитой и верхом фундамента с последующей подливкой цементным раствором и на заранее установленные опорные плиты базы. Базы колонн должны приниматься с фрезерованными торцами (вместе с ребрами и траверсами), опирающимися на заранее поставленные и выверенные опорные плиты со строганой верхней плоскостью. Такой способ установки получил название безвыверочного монтажа. Конструкция баз колонны при безвыверочном монтаже упрощается, ускоряется монтаж колонн, повышается точность установки.

При наличии отрывающих усилий в колонне с базой раздельного типа (см. рис. 8.23) крепление ее к плите выполняют сварными швами. В этом случае плиту и крепление ее к базе необходимо проверить на расчетное усилие, возникающее в анкерных болтах.

На опорной плите базы при безвыверочном монтаже должны быть предусмотрены приспособления для правильной установки стержня колонны в проектное положение — риски, фиксирующие уголки и т. п., а опорная плита должна быть снабжена приспособлением для выверки правильности ее установки на фундамент.

Отметку низа опорной плиты назначают с таким расчетом, чтобы верх базы (анкеров или ребер и траверс) не доходил до уровня чистого пола на 50—100 мм.

Расчет баз центрально-сжатых колонн выполняют на расчетный отпор фундамента, который предполагается распределенным равномерно по всей площади опорной плиты. В рабочую площадь включают только те участки опорной плиты, работа которых на изгиб обеспечивает передачу усилия от колонны на фундамент. Требуемую площадь опорной плиты определяют по формуле

$$F_{пл} = \frac{N}{\gamma R_{пр}}, \qquad (8.31)$$

где N — расчетная нормальная сила в колонне на уровне базы; $R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона при осевом сжатии; γ — коэффициент увеличения $R_{пр}$ в зависимости от соотношения рабочей площади опорной плиты к площади верхнего обреза фундаментов, принимаемый равным $\gamma = \sqrt[3]{F_ф/F_{пл}}$, но не более 1,5.

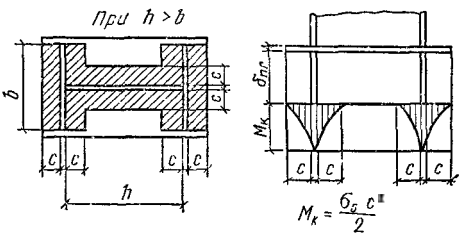


Рис. 8.24. Опирание колонны непосредственно на плиту (рабочая площадь плиты заштрихована; справа — расчетная схема)

Для фундаментов обычно применяют бетон марок 150 и 200, а для особо тяжелых колонн — марки 300; расчетное сопротивление бетона этих марок при осевом сжатии $R_{пр}$ равно соответственно 6,5; 8 и 13 МПа.

Толщина опорной плиты определяется ее работой на изгиб как пластинки под действием реактивного давления бетона фундамента, значение которого принимается равномерно распределенным по всей рабочей площади плиты.

В базах, состоящих только из опорной плиты, в рабочую площадь включаются консольные участки, защемленные по контуру колонны (заштрихованные на рис. 8.24). При заданных размерах колонны h и b (при $h > b$) и рабочей площади плиты $F_{пл}$ необходимый вылет консоли определяют по формуле

$$c = 0,5\left(k - \sqrt{k^2 - F_{пл}}\right), \qquad (8.32)$$

где $k = b + 0,5\,h$;

толщину плиты определяют по формуле

$$\delta_{пл} \geqslant mc \text{ (см)}; \quad m = 1{,}73\sqrt{\frac{\gamma R_{пр}}{R}}, \qquad (8.33)$$

где R — расчетное сопротивление изгибу опорной плиты.

Значения коэффициента m для наиболее распространенных марок бетона фундаментов в зависимости от расчетного сопротивления изгибу опорной плиты (при $F_ф = F_{пл}$) приведены в табл. 8.1.

Таблица 8.1. **Значения коэффициента m**

Расчетное сопротивление изгибу плиты, МПа	Марка бетона фундаментов		
	150	200	300
170	0,34	0,38	0,48
190	0,32	0,36	0,46
210	0,31	0,34	0,43
260	0,28	0,30	0,39
290	0,26	0,29	0,37

В базах, опорная плита которых укреплена ребрами и траверсами, расположенными так, что разделенные ими участки опорной плиты имеют отношение большей стороны к меньшей >2, опорную плиту рекомендуется рассчитывать как однопролетную или многопролетную балку с пролетами в направлении меньшей стороны и равными расстоянию между ребрами в свету. Для участков плит, образующих разрезные или неразрезные балки с консолями, вылет последних назначают из условия выравнивания пролетных и опорных моментов.

В табл. 8.2 для наиболее часто встречающихся типов баз даны соотношения размеров пролетов и консолей, при которых пролетные и опорные моменты равны.

В базах, опорная плита которых укреплена ребрами и траверсами, расположенными так, что разделенные ими участки опорной плиты имеют отношение большей стороны к меньшей, не превышающее двух, опорные плиты рекомендуется рассчитывать как пластинки, опертые по четырем и трем сторонам (рис. 8.25). Наибольшие изгибающие моменты в плите, действующие на полосу шириной 1 см, в пластинках, опертых по четырем или по трем сторонам, определяют по формулам:

при опирании на четыре стороны

$$M = \alpha\sigma_б a^2; \qquad (8.34)$$

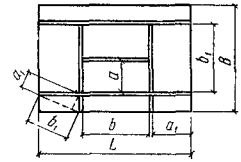


Рис. 8.25. К расчету плиты базы колонны, разделенной на участки

при опирании на три стороны (или две)

$$M = \beta\sigma_б a_1^2, \qquad (8.35)$$

где $\sigma_б$ — давление плиты на бетон (на рассматриваемом участке давление принимается равномерным по наибольшей величине); α и β — коэффициенты, принимаемые по табл. 8.3 и 8.4 в зависимости от отношения более длинной стороны b к более короткой a.

Толщину опорной плиты базы определяют по формуле

$$\delta \geqslant \sqrt{\frac{6M}{R}}, \qquad (8.36)$$

где M — расчетный момент в плите, отнесенный к полосе шириной 1 см; R — расчетное сопротивление изгибу опорной плиты.

Расчет траверс и ребер базы выполняют на приходящуюся на них нагрузку, передаваемую опорной плитой. Расчетную схему этих элементов принимают в зависимости от конструкции базы (рис. 8.26). В базах объединенного типа (передача усилий через угловые сварные швы) в расчетное сечение траверс и ребер опорную плиту базы, как правило, не включают. Траверсу (рис. 8.26, *а*) рассчитывают как однопролетную балку с консолями.

Угловые швы, прикрепляющие траверсу к ветвям колонны, рассчитывают на опор-

Таблица 8.2. **Расчетные схемы и значения изгибающих моментов опорных плит**

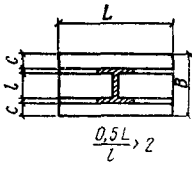
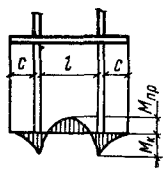
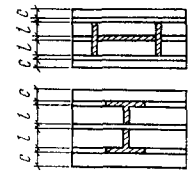
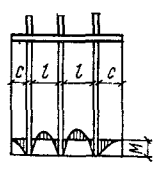
Эскизы баз	Расчетные схемы опорных плит	Расчетные формулы
		Плита рассчитывается как однопролетная балка с консолями. При выравнивании опорного и пролетного моментов ($M_{пр} = M_к$) длина консоли и расчетный изгибающий момент равны: $c = 0{,}354l$; $M = \frac{\sigma_б c^2}{2} = \frac{\sigma_б l^2}{16}$
		Плита рассчитывается как двухпролетная балка с консолями. При выравнивании крайних и средних опорных моментов длина консоли и расчетный изгибающий момент равны: $c = 0{,}408l$; $M = \frac{\sigma_б c^2}{2} = \frac{\sigma_б l^2}{12}$

Таблица 8.3 **Коэффициенты α для расчета на изгиб прямоугольных плит, опертых по четырем сторонам**

b/a	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	Более 2
α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125

Таблица 8.4. **Коэффициенты β для расчета на изгиб прямоугольных плит, опертых по трем или двум сторонам**

a_1/b_1	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	2	Более 2
β	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

ную реакцию $A_{тр}$ (рис. 8.26, *а*) по формуле

$$\tau_ш = \frac{A_{тр}}{2(\beta h_ш) h_{тр}} \quad R_у^{св}.$$

В случае крепления ребер к колонне угловыми швами (см рис. 8.26, *б*) швы рас-

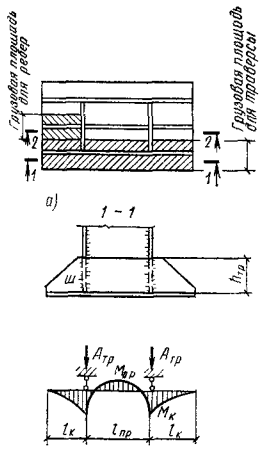


Рис. 8.26. К расчету траверс и ребер базы колонны

а — расчетная схема траверсы; *б* — расчетная схема ребер

считывают на равнодействующую напряжений от изгиба и поперечной силы по формуле

$$\sum \sigma_ш = \sqrt{\sigma_ш^2 + \tau_ш^2} \leqslant R_у^{св}. \quad (8.37)$$

Стыковые швы, прикрепляющие ребра к колонне, рассчитывают по формуле

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leqslant 1,15 R_р^{св}.$$

Базы сплошностенчатых внецентренно-сжатых колонн (жесткое сопряжение колонн с фундаментом) постоянного по высоте сечения в виде сварного (или прокатного) двутавра выполняются, как правило, согласно рис. 8.27.

Расчетные усилия — изгибающий момент и нормальная сила — передаются через анкерные болты и траверсы, привариваемые к полкам колонн. База выполняется симметричной относительно оси стержня колонны. В случае если расчетные моменты различного знака значительно отличаются друг от друга, допускается как исключение проектировать базу несимметричной.

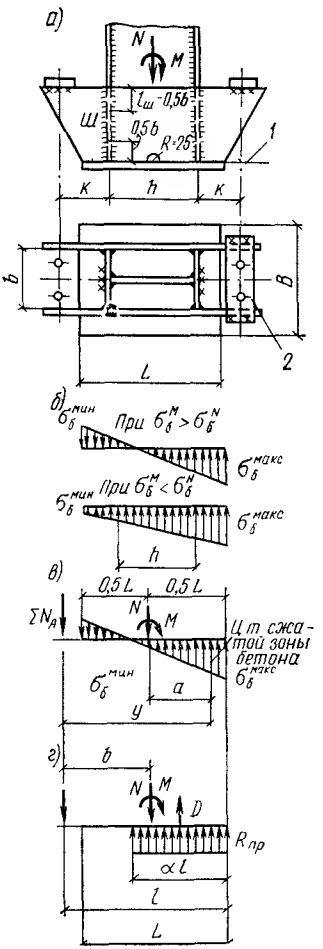


Рис. 8.27. База сплошностенчатой внецентренно-сжатой колонны (жесткое сопряжение колонны с фундаментом)

а — конструкция базы; *б* — эпюра напряжения в бетоне при расчете опорной плиты; *в* — то же, при расчете анкерных болтов по упругой стадии работы бетона; *г* — то же, с учетом развития пластических деформаций в бетоне; *1* — плоскость плиты строгать; торцы колонны и траверс фрезеровать; *2* — анкерная плита

Все конструктивные мероприятия, указанные для центрально-сжатых колонн, распространяются и на базы внецентренно-сжа-

тых колонн постоянного сечения в виде двутавра

Сжимающие усилия в базах передаются через фрезерованные торцы стержня колонны и траверсы на строганую верхнюю плоскость опорной плиты. Растягивающие усилия воспринимаются анкерными болтами, заделанными в фундамент.

Для баз внецентренно-сжатых колонн характерно неравномерное распределение давления на фундамент под опорной плитой (см рис. 8 27). Рабочая площадь опорной плиты определяется из условия, что наибольшее суммарное напряжение в бетоне фундамента ($\sigma_б^{макс}$) по краю плиты не должно превышать расчетного сопротивления бетона при осевом сжатии.

Напряжение в бетоне определяют по формулам

$$\sigma_б^{макс} = \frac{N}{F_{пл}} + \frac{M}{W_{пл}} \leq R_{пр}\gamma; \quad (8.38)$$

$$\sigma_б^{мин} = \frac{N}{F_{пл}} - \frac{M}{W_{пл}}, \quad (8.39)$$

где $F_{пл}$ и $W_{пл}$ — рабочая площадь и момент сопротивления опорной плиты; при включении в рабочую площадь всей опорной плиты $F_{пл} = BL$ и $W_{пл} = \frac{BL^2}{6}$.

Для расчета плиты и траверс базы расчетная комбинация должна быть выбрана таким образом, чтобы по абсолютным величинам изгибающий момент и нормальная сила были максимальными. Толщина опорной плиты определяется аналогично толщине опорной плиты центрально-сжатой колонны в зависимости от расчетного момента в различных участках плиты и напряжения в бетоне.

Расчет траверс производится аналогично расчету траверс баз центрально-сжатых колонн в зависимости от грузовой площади и напряжения в бетоне, вычисленного при расчете опорной плиты

Траверса и ее прикрепление к колонне должны быть также проверены на расчетную растягивающую силу, возникающую в анкерных болтах При этом момент в консоли траверсы равен: $M_к^{тр} = N_a k$ (см. рис. 8 27).

Базы ступенчатых решетчатых колонн (жесткое сопряжение колонн с фундаментом) проектируют, как правило, раздельными под каждую ветвь (рис. 8 28).

Базы раздельного типа и их прикрепление к фундаменту рассчитывают аналогично базам центрально сжатых колонн на максимальные сжимающие и растягивающие усилия, действующие в каждой ветви.

При значительных расчетных усилиях или ограничении наружных размеров проектируют базы объединенного типа (см. рис. 8.29—8 30).

Базы объединенного типа и их прикрепление к фундаменту рассчитывают аналогично базам внецентренно-сжатых колонн.

Сжимающие усилия передаются через ребра и траверсы, привариваемые к ветвям и стенке решетчатой колонны, растягивающие усилия воспринимаются анкерными

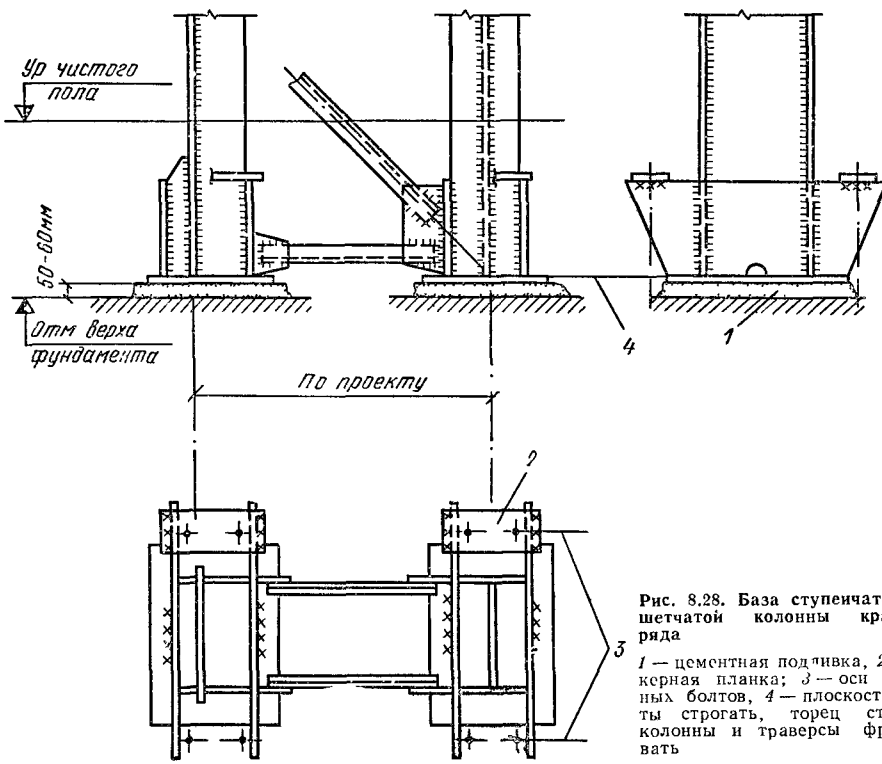
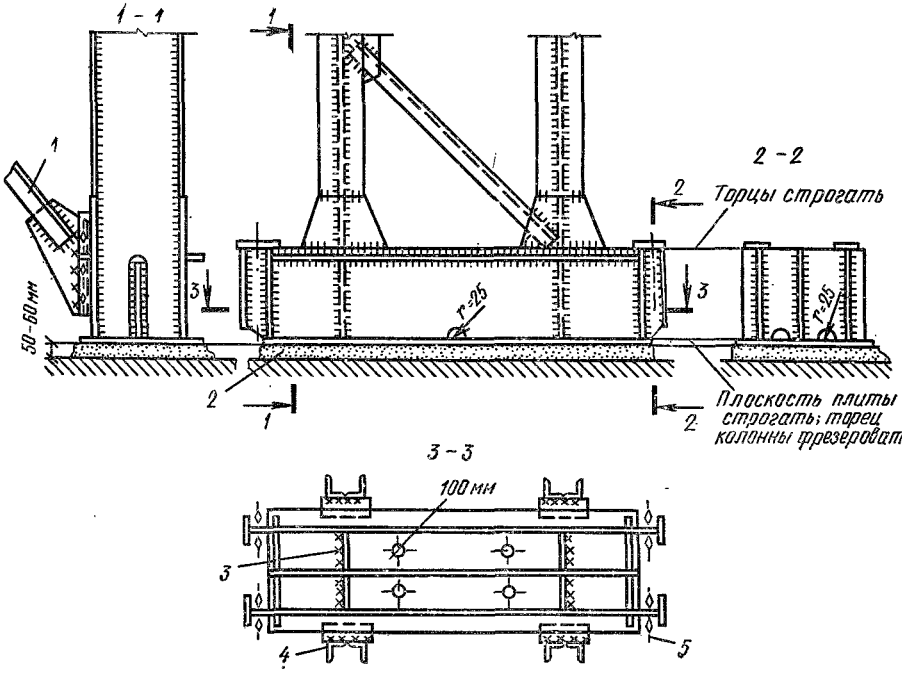


Рис. 8.28. База ступенчатой решетчатой колонны крайнего ряда

1 — цементная подливка, *2* — анкерная планка; *3* — оси анкерных болтов, *4* — плоскость плиты строгать, торец стержня колонны и траверсы фрезеровать



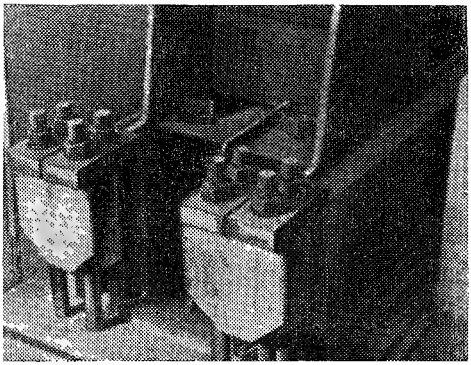


Рис. 8.29. База объединенного типа

1 — примыкание вертикальных связей; *2* — цементная подливка; *3* — швы только для связевых колонн; *4* — закладные элементы для связевых колонн; *5* — ось анкерных болтов

болтами. Конструкция базы объединенного типа принимается, как правило, симметричной относительно оси колонн. Анкерные болты в случае, если расчетные моменты различного знака значительно отличаются друг от друга по значению, допускается принимать различного диаметра или одного диаметра, но при разном числе болтов с каждой стороны. Базы объединенного типа в зависимости от размеров (с учетом допускаемых габаритов перевозок по железной дороге) могут быть закреплены к ветвям колонны как на заводе (рис. 8.29), так и во время монтажа. Местоположение монтажного стыка определяется его конструкцией и размером базы. Монтажные стыки проектируют сварными встык с полным проваром либо на высокопрочных болтах. Высокопрочные болты рассчитывают только на растягивающие усилия в ветви, сжимающие усилия передаются через фрезерованный торец ветви колонны.

Передача усилий в базах объединенного типа происходит через фрезерованные торцы ребер и траверс на верхнюю строганую плоскость плиты. Возможна передача сжимающих усилий через сварные швы (при отсутствии необходимого оборудования для фрезеровки ребер, траверс и строжки опорной плиты базы). В этом случае в рабочие сечения ребер и траверс рекомендуется включать опорную плиту базы. Швы, прикрепляющие ребра и траверсы к опорной плите, рассчитывают с учетом сдвигающих усилий, возникающих при совместной работе плиты с ребрами и траверсами. Толщина этих швов не должна превышать 16 мм. Если это условие не соблюдается, швы рассчитывают только на вертикальные нагрузки, а траверсы и ребра рассчитывают без учета их совместной работы с опорной плитой.

Опорные плиты баз колонн, к которым крепятся вертикальные связи (см. рис. 8.29), должны быть приварены к специальным закладным элементам (прокатные швеллеры, сварные швеллеры из двух уголков и др.), заделанным в фундаменте. Швы рассчитывают на горизонтальную составляющую от усилия в вертикальной связи; на это же усилие должны быть рассчитаны швы, которыми приварены фрезерованные торцы колонн к строганой опорной плите.

В опорных плитах баз следует предусматривать отверстия диаметром 100 мм для удаления воздуха, который может обра-

зоваться под плитой во время подливки раствора; число отверстий назначают из расчета — одно отверстие на 1 м² плиты.

Анкерные плиты (рис. 8.27—8.30) рассчитывают как однопролетные балки, опорами для которых являются ребра и траверсы, а нагрузками — силы, равные несущей способности принятых анкерных болтов. При определении момента инерции анкерных плит следует учитывать ослабление их отверстиями, диаметр которых принимают на 5—6 мм больше диаметра анкерных болтов.

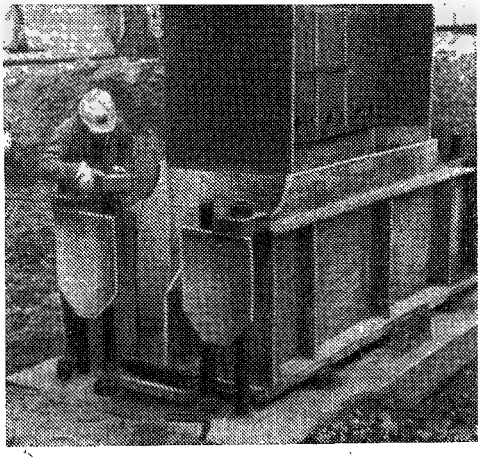


Рис. 8.30. Установка анкерных плит в базе сплошностенчатой колонны

8.3.6. Анкерные болты

Анкерные болты применяют из углеродистых и низколегированных сталей по указаниям СНиП II-В.3-72 (п. 2.10). Анкерные болты подразделяются на конструктивные (установочные) и рабочие.

В базах центрально-сжатых колонн (шарнирное сопряжение колонн с фундаментом) при отсутствии отрывающих усилий анкерные болты являются конструктивными (установочными). Расположение болтов следует выбирать таким образом, чтобы не нарушалась расчетная схема колонны, т. е. необходимо максимально приближать болты к оси колонны.

Конструктивные анкерные болты принимают диаметром 20—30 мм и крепят непосредственно к плите, в которой делают отверстия или вырезы в 1,5 раза больше диаметра болтов. Эти отверстия закрывают шайбами из листовой стали толщиной 16—20 мм, которые приваривают к плите. В базах с шарнирным сопряжением колонн с фундаментом при наличии растягивающих усилий анкерные болты являются расчетными. В этом случае плиты и траверсы, к которым крепятся анкерные болты, должны быть проверены на воздействие отрывающих усилий. Анкерные болты должны быть снабжены шайбами и гайками. Если базы выполнены без обетонировки, то необходимо предусматривать меры, предотвращающие возможность развинчивания гаек, — постановка контргаек, обварка гаек или расчеканка резьбы.

С каждой стороны базы внецентренно-сжатой колонны следует устанавливать, как правило, не более двух болтов, так как при большем числе болтов усложняется монтаж колонн и уменьшается вероятность их равномерной работы. Поэтому при больших растягивающих усилиях следует в первую очередь увеличивать диаметры анкерных болтов и их расстояние от оси колонны.

Необходимая площадь сечения $F^{а}_{нт}$ анкерных болтов, прикрепляющих к фундаменту базу внецентренно-сжатой колонны (без учета развития пластических деформаций в бетоне), определяется исходя из предположения, что растягивающая сила $\Sigma N_а$ (см. рис. 8.27), соответствующая растянутой зоне эпюры напряжений, полностью воспринимается анкерными болтами. Усилие, действующее в анкерных болтах, и необходимую площадь сечения анкерных болтов (с одной стороны базы) определяют по формулам

$$\Sigma N_а = \frac{M - Na}{y}; \qquad (8.40)$$

$$\Sigma F^{а}_{нт} = \frac{\Sigma N_а}{R^{а}_{р}}, \qquad (8.41)$$

где M и N — расчетный изгибающий момент и соответствующая ему нормальная сила; a — расстояние от геометрической оси колонны до центра тяжести сжатой зоны эпюры напряжений бетона под опорной плитой; y — расстояние от оси анкерных болтов до центра тяжести сжатой зоны эпюры напряжений бетона под опорной плитой; $R^{а}_{р}$ — расчетное сопротивление анкерных болтов растяжению.

Размеры анкерных болтов, вычисленные по формуле (8.41), являются завышенными, так как при расчете не учитывается развитие пластических деформаций в бетоне, т. е. равномерное распределение напряжений в сжатой зоне бетона под плитой (см. рис. 8.27). С учетом пластических деформаций в бетоне необходимую площадь сечения анкерных болтов определяют по формуле

$$\Sigma F^{а}_{нт} = \frac{D - N}{R^{а}_{р}}, \qquad (8.42)$$

где D — отпор сжатой зоны бетона, равный $D = \alpha l B R_{пр}$ (здесь $R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона при осевом сжатии); коэффициент

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mb}{R_{пр} l^2 B}}.$$

При расчете анкерных болтов необходимо принимать такую комбинацию нагрузок, которая дает наибольший момент и минимальную нормальную силу (так называемую «анкерную комбинацию»), при этом

Таблица 85 **Типы анкерных болтов**

Заделка анкера через сцепление	Заделка анкера с помощью шайб		
Тип I	Тип II	Тип III	Тип IV
$d = 20 - 36$ мм	$d = 42 - 90$ мм	$d = 30 - 90$ мм	$d = 42 - 80$ мм

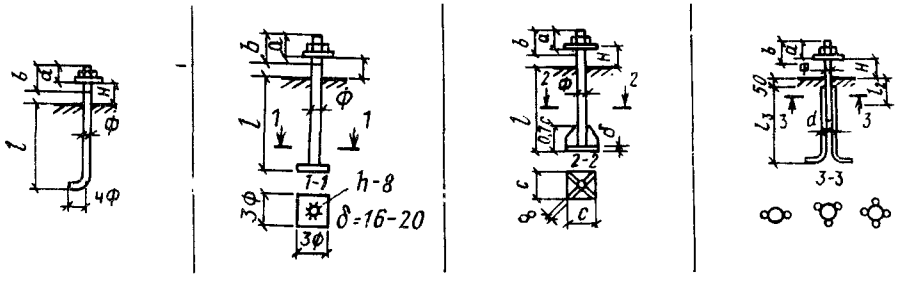


Таблица 86 **Основные размеры анкерных болтов (сталь марки ВСт3кп2; бетон марки 100—150)**

Диаметр болта D, мм	Длина выступающей части a, мм	Длина нарезной части b, мм	Типы анкерных болтов (по табл. 8.5)								Расчетная площадь сечения $F_{нт}$, см²	Предельное усилие на растяжение N, кН
			I	II	III			IV				
			нормальная заделка l, мм		минимальная заделка l_1, мм	Опорная плита: ширина c, мм	Опорная плита: толщина δ, мм	число и диаметр приваривaемых стержней $n \times d$	заделка основного стержня l_2, мм	заделка приваривaемого стержня l_3, мм		
20	35	60	700	—	—	—	—	—	—	—	2,49	34,8
22	40	65	800	—	—	—	—	—	—	—	3,08	43,1
24	45	70	850	—	—	—	—	—	—	—	3,59	50,3
27	50	75	1000	—	—	—	—	—	—	—	4,67	65,4
30	55	80	1050	—	500	140	20	—	—	—	5,6	78,4
36	65	90	1300	—	600	200	20	—	—	—	8,2	115
42	70	100	—	1500	700	200	20	2×27	250	850	11,3	138
48	80	110	—	1700	800	240	25	2×30	300	950	14,8	207
56	100	120	—	2000	1000	240	25	2×36	350	1100	20,5	287
64	110	130	—	2300	1100	280	30	2×36	350	1100	26,9	376
72	120	145	—	2600	1300	280	30	3×36	350	1100	34,7	458
80	140	155	—	2800	1400	350	40	4×36	350	1100	43,5	609
90	150	180	—	3200	1600	400	40	—	—	—	56	784
100	170	200	—	3800	2000	500	40	—	—	—	70,2	982

постоянные нагрузки принимают с коэффициентом перегрузки, равным 0,9.

Глубина заделки конструктивных (установочных) болтов принимается равной 15—20 диаметрам болта.

При ограниченной глубине заделки анкерные болты должны быть надежно закреплены в анкерных шайбах или балках, передающих все усилие на бетон. При этом сцепление между бетоном и анкерами не учитывается, а глубину заделки определяют из условия равенства силы сопротивления бетона выкалыванию по периметру шайбы силе, действующей в анкере. Размеры шайбы проверяют исходя из допустимого сопротивления бетона смятию по его поверхности. Крепление шайбы к анкерному болту рекомендуется выполнять сварным.

Необходимые данные для проектирования рабочих анкерных болтов приведены в табл. 8.5 и 8.6.

Анкерные болты следует закладывать в фундаменты наглухо при бетонировании, при этом следует предусматривать мероприятия, обеспечивающие правильную установку анкеров (кондукторы), чтобы исключить возможность смещения их во время бетонирования фундамента.

8.4. ТИПОВЫЕ КОЛОННЫ

Серии типовых колонн разработаны для одно- и многопролетных зданий с опорными и подвесными кранами и для бескрановых зданий. Все типовые колонны запроектированы защемленными в фундаменты при шарнирном сопряжении со стропильными фермами.

В сериях приводятся геометрические схемы колонн, сечения элементов по маркам, несущие способности, основные узлы сопряжений элементов, схемы, узлы и сортаменты элементов связей, показатели расхода стали и указания по назначению марок стали.

Серия 1.424-4. Стальные колонны одноэтажных производственных зданий

Выпуск 1. Колонны для зданий высотой от 10,8 до 18 м с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т

Колонны запроектированы для зданий пролетами 18, 24, 30 и 36 м с шагом колонн по крайним и средним рядам 12 м (шаг стропильных ферм 6 и 12 м), с легкой и тяжелой кровлей, с проходами и без проходов вдоль крановых путей. Колонны предназначены для зданий, возводимых в I—IV снеговых районах и в I—IV ветровых районах с расчетной температурой наружного воздуха —40° С и выше для отапливаемых зданий и —30° С и выше для неотапливаемых зданий.

Колонны запроектированы ступенчатыми с нижней решетчатой частью и верхней частью из сварного двутавра. Подкрановые ветви решетчатой части выполнены из прокатных или сварных двутавров, наружные ветви колонн крайних рядов — из прокатных или гнутых швеллеров. Решетка подкрановой части колонн принята двухплоскостной и выполняется из прокатных уголков. Базы колонн запроектированы раздельными с фрезерованными торцами ветвей, опирающимися на заранее поставленные и выверенные стальные плиты со строганой верхней плоскостью.

Колонна формируется из двух раздельно маркируемых частей: верхней (надкрановой) и нижней (подкрановой). Соединение частей сварное, осуществляется на заводе-изготовителе или на монтаже. При необходимости проходов вдоль крановых путей они предусматриваются вне «тела» колонны, при этом верхняя часть колонны среднего ряда смещается с оси ряда в сторону. Основные элементы колонн (сварной двутавр надкрановой части, ветви решетчатой части) приняты из стали класса С46/33, прочие элементы и связи из стали класса С38/23.

Для выбора марки колонн необходимо произвести статический расчет и по полученным усилиям подобрать раздельно верхнюю и нижнюю части колонн.

Выпуск 2. Колонны для зданий высотой от 6 до 9,6 м для бескрановых зданий, зданий с подвесным подъемно-транспортным оборудованием грузоподъемностью до 3,2 т с мостовыми кранами грузоподъемностью до 20 т

Колонны запроектированы для зданий пролетами 18 и 24 м, высотой до верха колонн 6—8,4 м для зданий без мостовых кранов и 8,4 и 9,6 м для зданий с мостовыми кранами. Шаг колонн крайних рядов зданий без мостовых кранов 6 м, зданий с мостовыми кранами 12 м, шаг колонн средних рядов 12 м. Шаг стропильных ферм 6 или 12 м, кровля легкая. Колонны предназначены для зданий, возводимых в I—IV снеговых районах и в I—IV ветровых районах с расчетной температурой наружного воздуха —40° С и выше. Колонны запроектированы сплошностенчатыми постоянного сечения. Стволы колонн предусмотрены в двух вариантах: из сварных двутавров и из широкополочных двутавров. Базы колонн зданий без мостовых кранов запроектированы с опорными плитами, приваренными к стволу колонн, базы колонн зданий с мостовыми кранами имеют фрезерованные торцы стволов, опирающиеся на заранее установленные и выверенные плиты со строганой верхней поверхностью. Стволы колонн и подкрановые консоли запроектированы из стали класса С46/33 или С38/23, все прочие элементы и связи — из стали класса С38/23.

Для выбора марки колонн необходимо произвести статический расчет и по полученным усилиям подобрать колонну.

Выпуск 3. Колонны для зданий высотой от 10,8 до 18 м с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т, возводимых в районах с расчетной температурой ниже —40° С, с расчетной сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов

Параметры зданий, для которых разработаны колонны, конструктивные решения, материал и способ применения в основном соответствуют выпуску 1, за исключением:

зданий для районов с расчетной сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов; в этих зданиях предусматривается применение в покрытии только стального профилированного настила;

зданий для районов с расчетной сейсмичностью 8 и 9 баллов, в которых предельная снеговая нагрузка соответствует III снеговому району;

зданий, возводимых в районах с расчетной температурой воздуха ниже —40° С; для этих зданий все элементы колонн и связей приняты из стали класса С46/33.

Выпуск 4. Колонны с применением прокатных широкополочных двутавров для зданий высотой от 10,8 до 18 м с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т

Выпуск аналогичен выпуску 1. Отличие заключается в применении для верхней части колонн и для ветвей нижней части широкополочных двутавров.

Выпуск 5. Колонны с применением прокатных широкополочных двутавров для зданий высотой от 10,8 до 18 м с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т, возводимых в районах с расчетной температурой ниже —40° С, с расчетной сейсмичностью 7, 8, 9 баллов

Выпуск аналогичен выпуску 3. Отличие заключается в применении для верхней части колонн и для ветвей нижней части широкополочных двутавров.

Серия 1.423-4. Стальные колонны одноэтажных производственных зданий без мостовых кранов

Выпуск 1. Колонны для зданий высотой от 9,6 до 18 м.

Колонны запроектированы для зданий пролетами 18, 24, 30 и 36 м с шагом колонн по крайним рядам 6 м, по средним рядам 6 или 12 м для зданий высотой 9,6 и 10,8 м и 12 м для зданий высотой 12—18 м с применением в покрытии стального профилированного настила или железобетонных плит.

Колонны предназначены для зданий, возводимых в I—IV снеговых районах и в I—IV ветровых районах с расчетной температурой наружного воздуха —40° С и выше для отапливаемых зданий и —30° С и выше для неотапливаемых зданий.

Колонны приняты двухветвевыми с двухплоскостной безраскосой решеткой. Ветви колонн запроектированы из прокатных широкополочных двутавров, элементы решетки — из прокатных швеллеров. Базы колонн запроектированы раздельными с фрезерованными торцами ветвей, опирающимися на заранее поставленные и выверенные стальные плиты со строганой верхней плоскостью.

Ветви колонн из стали класса С46/33, прочие элементы и связи из стали класса С38/23.

Для выбора марки колонн необходимо произвести статический расчет и по полученным усилиям подобрать колонну.

Серия 1.424-3. Стальные колонны одноэтажных производственных зданий объектов черной металлургии

Выпуск 1. Колонны для зданий, оборудованных мостовыми кранами специального назначения грузоподъемностью до 100 т, прокатных и трубных цехов

Колонны запроектированы для зданий пролетами от 18 до 42 м с шагом колонн по крайним и средним рядам 12 и 24 м (шаг стропильных ферм 12 м) с легкой кровлей, с проходами вдоль крановых путей. Высоты колонн от 10,8 до 21 м.

Колонны предназначены для зданий, возводимых в I—V снеговых районах и в I—V ветровых районах с расчетной температурой наружного воздуха —40° С и выше. Колонны запроектированы ступенчатыми с нижней решетчатой частью и верхней частью из сварного двутавра. Подкрановые ветви решетчатой части выполнены из сварных двутавров (наружные ветви крайних колонн выполнены из гнутых швеллеров или сварных двутавров).

Решетка подкрановой части колонн принята двухплоскостной из прокатных уголков.

Базы колонн запроектированы раздельными с фрезерованными торцами ветвей, опирающимися на заранее поставленные и выверенные стальные плиты со строганой верхней плоскостью. Колонны формируются из двух раздельно маркируемых частей: верхней (надкрановой) и нижней (подкрановой). Соединение частей сварное, выполняется на монтаже.

Ветви нижней части колонн, надкрановые части, подкрановые траверсы и базы колонн приняты из сталей классов С46/33 или С38/23, прочие элементы и связи — из стали класса С38/23.

Для выбора марки колонн необходимо произвести статический расчет и по полученным усилиям подобрать раздельно верхнюю и нижнюю части колонн.

Выпуск 2. Колонны для зданий оборудованных мостовыми кранами специального назначения грузоподъемностью до 560 т (отделения непрерывной разливки стали, склады слябов, электросталеплавильные и вспомогательные цехи)

Колонны запроектированы для зданий с одноярусным и многоярусным расположением мостовых кранов при высоте надкрановой части от 9,6 до 14,4 м и высоте подкрановой части от 15 до 33 м, с шагом колонн по крайним и средним рядам 12, 24 и 36 м, с жестким защемлением колонн в фундаменты и шарнирным и жестким сопряжением со стропильными фермами. Предусмотрены проходы вдоль крановых путей. Расчетная температура наружного воздуха —40° С и выше.

Колонны запроектированы ступенчатыми с решетчатой подкрановой частью и надкрановой частью двутаврового сечения. Ветви подкрановой части и надкрановая часть из сварных двутавров. Решетка подкрановой части двухплоскостная из прокатных уголков. Базы колонн раздельные с фрезерованными торцами ветвей, опирающимися на заранее поставленные и выверенные плиты со строганой верхней поверхностью. Соединение верхней части с нижней сварное, выполняемое на монтаже. Ветви нижней части колонн, надкрановая часть и подкрановые траверсы запроектированы двух вариантов — из стали классов С46/33 и С60/45; решетка также двух вариантов — из стали классов С38/23 и С46/33. Базы колонн из стали класса С46/33.

Для выбора марки колонн необходимо произвести статический расчет и по полученным усилиям подобрать раздельно верхнюю и нижнюю части колонн.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Калашникоа Г. В., Овечкин В. П.** Стальные конструкции большепролетного сборочно-сварочного цеха. — Промышленное строительство, 1977, № 1.

2. **Мельников Н. П.** Металлические конструкции. Ч. 2, М., Стройиздат, 1975.

3. **Муханов К. К.** Металлические конструкции, — 3-е изд. М., Стройиздат, 1978.

ГЛАВА 9. КОЛОННЫ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

9.1. КОНСТРУИРОВАНИЕ СТЕРЖНЯ КОЛОННЫ

Различные возможные сечения колонн многоэтажных производственных зданий и этажерок приведены на рис. 9.1. В рамносвязевых каркасах наиболее рационально двутавровое сечение колонн (рис. 9.1, *а*, *б*), расположенное своей стенкой в плоскости рамы. Коробчатые сечения колонн (рис. 9.1, *в*, *г*, *д*) используются наряду с двутавровыми сечениями в рамных каркасах при работе колонн на изгиб в двух направлениях. Целесообразно также использование горячекатаных широкополочных двутавров (см. главу 16). В связевых каркасах наряду с использованием колонн двутаврового сечения применяют колонны из двух прокатных уголков замкнутого или крестового сечения (рис. 9.1, *е*, *з*), а также замкнутого сечения из прокатных уголков типа «капуста» (рис. 9.1, *ж*).

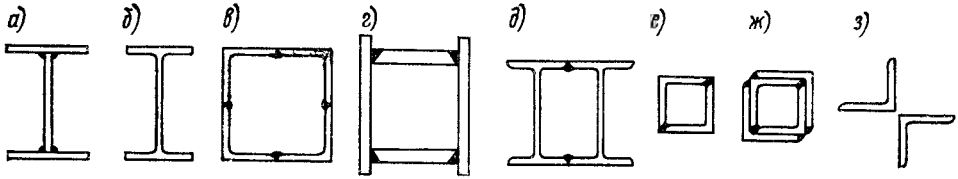


Рис. 9.1. Сечение колонн многоэтажных производственных зданий и промышленных этажерок

В составных сварных сечениях колонн минимальные размеры сварных швов принимают в соответствии с рекомендациями глав 3 и 4 справочника

В зонах рамных узлов крепления ригелей, а также в местах крепления распорок

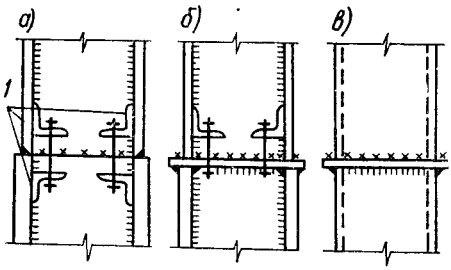


Рис. 9.2. Стыки колонн

Длины отправочных элементов колонн назначают по рекомендациям главы 4. Обычно длину отправочных элементов принимают равной высоте двух ярусов каркаса. Монтажные стыки колонн следует выполнять через фрезерованные торцы. Возможные растягивающие усилия в колонне воспринимаются болтами или сварными швами (рис. 9.2). Стыки колонн рекомендуется располагать несколько выше узлов крепления ригелей к колоннам.

9.2. РАМНЫЕ УЗЛЫ КРЕПЛЕНИЯ БАЛОК К КОЛОННАМ

На рис. 9.3 и 9.4 изображены сварные рамные жесткие узлы крепления балок к колоннам различных типов, применяемые в каркасах многоэтажных зданий. Наибольшее распространение получили рамные сварные узлы балок на горизонтальных и вертикальных накладках. Эти узлы имеют множество модификаций, обусловленных различием сечений колонн и главных балок, а также различием архитектурно-строительных требований. Работа каждого из этих узлов имеет свои особенности

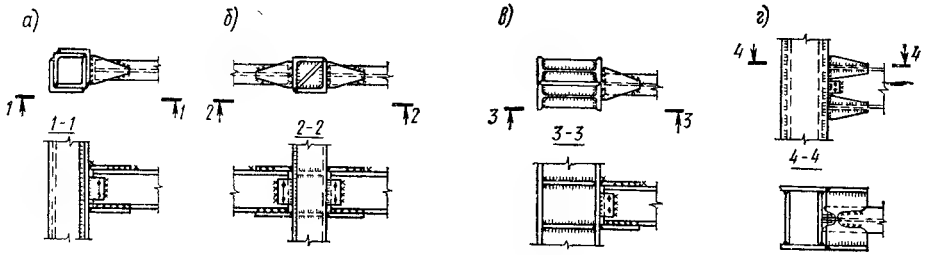


Рис. 9.3. Рамные (жесткие) узлы крепления балок к колоннам замкнутого сечения

и раскосов связей швы рассчитывают на соответствующие усилия, действующие в узлах.

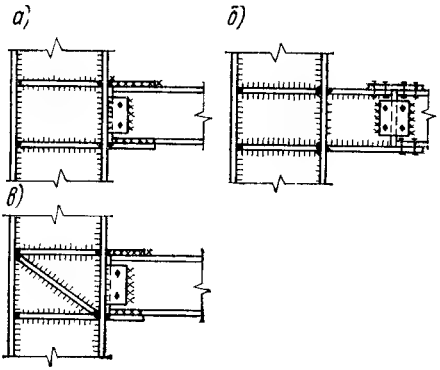


Рис. 9.4. Рамные (жесткие) узлы крепления балок к колоннам двутаврового сечения

Ниже рассматривается работа наиболее распространенного рамного сварного узла крепления балки к колонне двутаврового сечения со стороны полки колонны (рис 9.4, *а*). Узел имеет одностороннее крепление ригеля к колонне. Определение соответствующих внутренних сил и расчет элементов узла с двусторонним креплением ригелей не имеет принципиальных отличий. В этом узле опорный момент воспринимается в основном горизонтальными планками. Верхнюю растянутую горизонтальную планку приваривают к колонне стыковым монтажным швом на остающейся подкладке или с подваркой корня шва. К полке балки эту планку приваривают фланговыми шва-

ми, выполняемыми на монтаже в нижнем положении, для чего ширину планки в пределах балки назначают меньше ширины полки. Нижняя сжатая горизонтальная планка приваривается к колонне заводским стыковым швом, а к нижней полке балки фланговыми монтажными швами, выполняемыми в нижнем положении, для чего ширину планки назначают больше ширины полки балки. Стенку балки прикрепляют к колонне с помощью вертикальных планок минимальной ширины.

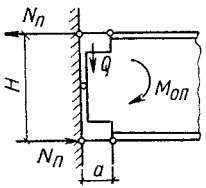


Рис. 9.5. Расчетная схема рамного узла

Схема работы рамного узла в предельном состоянии показана на рис. 9.5. Если $M_{оп}$ и Q — соответственно опорный момент балки в сечении по грани колонны и опорная реакция, то усилия в горизонтальных планках, согласно этой схеме, будут равны:

$$N_п = M_{оп}/H. \qquad (9.1)$$

Сечения вертикальных накладок и швы их крепления к стенке балки рассчитывают условно на восприятие полной поперечной силы Q и момента $Q\dfrac{a}{2}$.

Толщину накладок принимают по толщине швов крепления к стенке балки. Швы крепления вертикальных накладок к полке колонны для обеспечения равнопрочности назначают встык с полным проваром.

Верхние растянутые планки приваривают к полке балки фланговыми монтажными швами в нижнем положении, поэтому они имеют очертания, изображенные на рис. 9.6.

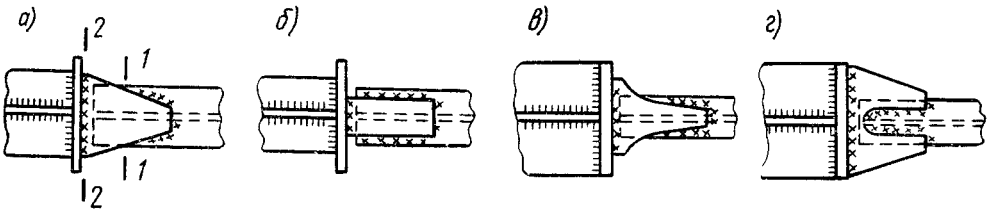


Рис. 9.6. Верхние растянутые накладки рамного узла

Характеру работы узла наиболее соответствуют трапецеидальные планки (рис. 9.6, *а*), в которых следует рассчитывать: фланговые швы крепления планки к полке балки, сечение планки у концов фланговых швов (*1—1*), сечение сварного шва у полки колонны (*2—2*). Расчетное сопротивление стыковых швов крепления планки к полке колонны принимается не более 0,85 R (при обычном способе контроля качества стыкового шва). Полка колонны в зоне крепления растянутой горизонтальной планки рамного узла находится в сложном напряженном состоянии: она сжата в направлении вдоль полки и растянута в поперечном направлении.

Стенка колонны в зоне рамного узла также находится в сложном напряженном состоянии: она испытывает, помимо нормальных напряжений от сжимающей силы и изгибающих моментов, также значительные скалывающие напряжения от поперечной силы в зоне узла:

$$Q_у = \frac{M_{оп}}{H} + Q_у^в, \qquad (9.2)$$

где $Q_у^в$ — поперечная сила в колонне выше узла, взятая со своим знаком.

Проверку стенки колонны в этом случае рекомендуется производить по формулам:

$$\left.\begin{aligned} \tau &= \frac{Q_у}{0{,}8F_{ст}} < R_{ср}; \\ &\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau^2} < R, \end{aligned}\right\} \qquad (9.3)$$

где 0,8 — коэффициент условий работы, учитывающий возможное развитие пластических деформаций; σ_x — максимальное напряжение в стенке колонны от нормальной силы и изгибающего момента; $F_{ст}$ — площадь сечения стенки колонны в зоне узла.

Если условие (9.3) не выполняется, следует применить наклонные ребра по типу, показанному на рис. 9.4, *в*.

По образцу сварного узла (рис. 9.4, *б*) возможно решение рамных узлов на болтах.

Базы колонн решаются по типу приведенных в главе 8 с использованием фрезеровки торцов колонн и деталей баз.

ГЛАВА 10. ПОДКРАНОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

10.1. КЛАССИФИКАЦИЯ

Подкрановые конструкции воспринимают воздействия от различного подъемно-транспортного оборудования — мостовых кранов, консольных кранов, подвесных кран-балок, тельферов и др.

Подкрановые конструкции (рис. 10.1) состоят из подкрановых балок (ферм), воспринимающих вертикальные и местные воздействия катков кранов; тормозных балок или ферм, воспринимающих горизонтальные

воздействия кранов; вертикальных и горизонтальных связей, обеспечивающих необходимую жесткость и неизменяемость конструкций, а также крановых рельсов и упоров.

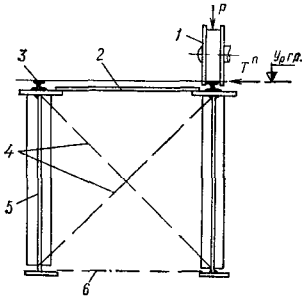


Рис. 10.1. Схема подкрановых путей

1 — каток крана, передающий горизонтальную и вертикальную нагрузки, *2* — тормозная балка (ферма); *3* — подкрановый рельс; *4* — вертикальные связи; *5* — подкрановая балка; *6* — горизонтальные связи; *Ур г р.* — уровень головки рельса

10.2. НАГРУЗКИ

Подкрановые конструкции должны воспринимать следующие нагрузки и воздействия: собственный вес конструкций, вертикальные, горизонтальные и крутящие воздействия катков кранов, нагрузки от веса людей и ремонтных материалов на тормозных конструкциях и площадках, примыкающих к крановым путям; снеговые и ветровые нагрузки; температурные воздействия; сейсмические нагрузки; воздействия от осадки фундаментов и колонн.

Все перечисленные нагрузки и воздействия, а также коэффициенты перегрузки и сочетаний принимаются по СНиП II-6-74 («Нагрузки и воздействия») и по технологическим заданиям.

Допускается для упрощения расчетов учитывать влияние собственного веса подкрановых конструкций и временной нагрузки на тормозных площадках умножением расчетных значений усилий и деформаций от вертикальной крановой нагрузки на коэффициенты: при пролете 6 м — 1,05; при пролете 12 м и более — 1,07.

Нормативную вертикальную нагрузку $P_н$, передаваемую катком крана на рельс, принимают по стандартам на краны и по технологическим заданиям.

Нормативная поперечная горизонтальная нагрузка от катка крана

$$T_н^п = K_т \frac{Q_к + q_т}{n_к}, \qquad (10.1)$$

где $K_т$ — коэффициент, равный: 0,05 для кранов с гибким подвесом груза и 0,1 для кранов с жестким подвесом груза; $Q_к$, $q_т$ — соответственно грузоподъемность крана и вес тележки крана.

Справочные данные по нормативным вертикальным нагрузкам $P_н$ и нормативным поперечным горизонтальным нагрузкам $T_н^п$ от кранов грузоподъемностью 80—320 т приведены в табл. 10.1 и 10.2.

Нормативная продольная горизонтальная нагрузка, вызываемая торможением моста электрического крана вдоль кранового пути:

$$T_н^{пр} = 0,1\, P_н\, n_т, \qquad (10.2)$$

где $n_т$ — число тормозных катков на рассматриваемой стороне крана (при отсутствии специальных указаний $n_т = 0,5 n_к$; здесь $n_к$ — число катков на одной стороне крана).

Нормативная поперечная горизонтальная нагрузка от катка (боковое давление), вызываемая распорным воздействием крана:

$$T_н^б = 0,1\, P_н. \qquad (10.3)$$

Эту нагрузку учитывают только при расчете элементов крановых путей в зданиях с тяжелым режимом работы; она может быть направлена внутрь или наружу рассматриваемого пролета. При этом нагрузку от поперечного торможения ($T_н^п$) по формуле (10.1) не учитывают.

Вертикальная крановая нагрузка условно считается приложенной по оси вертикальной стенки балки, а горизонтальная — на уровне подошвы рельса, за исключением зданий с тяжелым режимом работы (примерный перечень таких зданий приведен в главе 6).

В зданиях с тяжелым режимом работы следует учитывать крутящее воздействие катков кранов. Нормативное значение крутящего момента

$$M_н^{кр} = P_н e + 0,75\, T_н^б h_р, \qquad (10.4)$$

где e — условный эксцентрицитет приложения вертикальной нагрузки, принимаемый равным 15 мм; $h_р$ — высота кранового рельса.

Значение крутящего воздействия катка принимается не менее $A\varphi_р$, где $A = \frac{EJ_{кр}}{\alpha_1}$ — местный крутящий момент, вызывающий единичный ($\varphi_р = 1$) поворот верхнего пояса;

$$J_{кр} = J_{кр}^р + \frac{b_п\, \delta_п^3}{3}, \qquad (10.5)$$

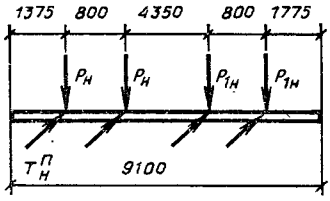
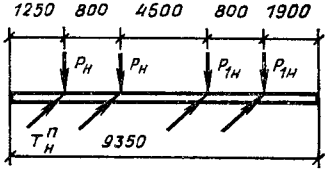
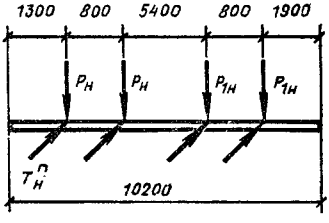
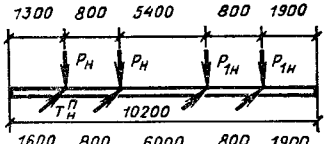
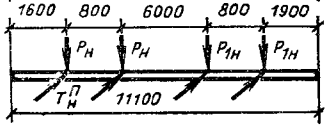
где $J_{кр}^р$ принимается по табл. 10.3; $b_п$, $\delta_п$ — соответственно ширина и толщина верхнего поясного листа сварной балки; $\varphi_р$ — расчетный угол поворота верхнего пояса, принимаемый равным 0,024 при расчете на прочность и 0,016 при расчете на выносливость: $\alpha_1 = 1,3\, h_с$ ($h_с$ — высота стенки балки).

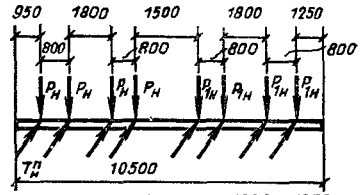
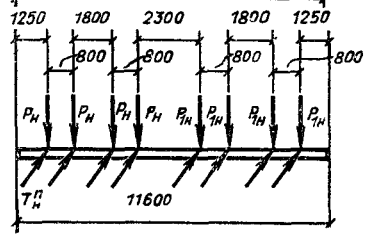
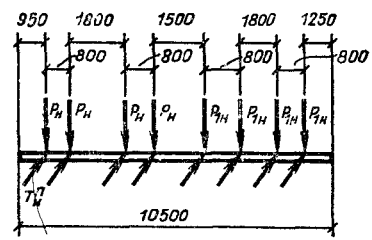
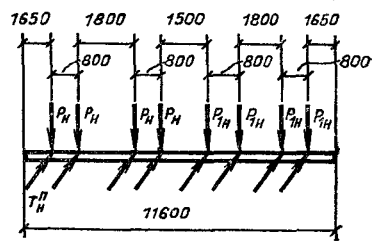
Нормативная горизонтальная нагрузка, вызываемая возможным ударом крана об упор:

$$T_н^у = \frac{m_к v^2}{f}, \qquad (10.6)$$

где v — скорость передвижения крана в момент удара, принимаемая равной половине номинальной, м/с; f — возможная наибольшая осадка буфера, принимаемая равной 0,1 м для кранов с гибким подвесом груза

Таблица 10.1. **Нормативные нагрузки от кранов грузоподъемностью от 80 до 320 т по ГОСТ 6711—70 для кранов легкого режима с нормальной и увеличенной высотой подъема**

Грузоподъемность крана, т	Пролет моста, м (ГОСТ 534—69)	Нормативная нагрузка от кранов, кН, с высотой подъема						Схема расположения колес и поперечные габариты моста крана (размеры, мм)
		нормальной			увеличенной			
		$P_н$	$P_{1н}$	$T_н^п$ *	$P_н$	$P_{1н}$	$T_н^п$	
80/20	10	290	300	14,4	290	310	14,8	
	(13)	300	320	14,4	310	320	14,8	
	16	320	340	14,4	320	350	14,8	
	(19)	330	350	14,4	340	350	14,8	
	22	310	360	14,4	350	370	14,8	
	(25)	360	380	14,4	370	380	14,8	
	28	370	390	14,4	380	400	14,8	
	(31)	390	410	14,4	400	410	14,8	
	34	400	420	14,4	410	430	14,8	
100/20	10	330	360	17,3	340	360	17,8	1. С нормальной высотой подъема 
	(13)	350	380	17,3	360	380	17,8	
	16	370	400	17,3	380	400	17,8	
100/20	(19)	390	420	17,3	400	420	17,8	2. С увеличенной высотой подъема 
	22	400	440	17,3	410	440	17,8	
	(25)	420	450	17,3	430	460	17,8	
	28	440	470	17,3	450	470	17,8	
	(31)	450	480	17,3	470	490	17,8	
	34	480	500	17,3	480	500	17,8	
125/20	10	390	420	20,5	400	430	21,1	Схемы расположения колес и поперечные габариты моста крана для нормальной и увеличенной высоты подъема соответственно такие же, как для крана грузоподъемностью 100/20 т
	(13)	410	440	20,5	420	450	21,1	
	16	430	470	20,5	450	480	21,1	
	(19)	450	490	20,5	470	500	21,1	
	22	470	510	20,5	480	510	21,1	
	(25)	480	530	20,5	500	530	21,1	
	28	510	540	20,5	520	550	21,1	
	(31)	530	560	20,5	540	560	21,1	
	34	540	570	20,5	560	580	21,1	
160/32	9,5	480	500	27,5	510	530	28,1	1. 
	(12,5)	520	540	27,5	530	550	28,1	2. 
	15,5	550	570	27,5	560	590	28,1	

Грузоподъемность крана, т	Пролет моста, м (ГОСТ 534—69)	Нормативная нагрузка от кранов, кН, с высотой подъема						Схема расположения колес и поперечные габариты моста крана (размеры, мм)
		нормальной			увеличенной			
		$P_н$	$P_{1н}$	$T^п_н$	$P_н$	$P_{1н}$	$T^п_н$	
160/32	(18,5)	290	300	13,8	300	310	14	1. 
	21,5	300	320	13,8	310	320	14	
	(24,5)	310	330	13,8	320	330	14	
	27,5	320	340	13,8	330	340	14	2. 
	(30,5)	330	350	13,8	340	350	14	
	(33,5)	340	360	13,8	350	360	14	
200/32	9,5	290	310	16,6	300	320	16,9	1. 
	(12,5)	310	330	16,6	320	340	16,9	
	15,5	320	340	16,6	330	350	16,9	
	(18,5)	340	360	16,6	350	360	16,9	
	21,5	360	370	16,6	360	380	16,9	
	(24,5)	370	390	16,6	380	400	16,9	2. 
	27,5	390	410	16,6	400	410	16,9	
	(30,5)	400	420	16,6	410	420	16,9	
	33,5	410	420	16,6	420	430	16,9	

Грузоподъемность крана, м	Пролет моста, м (ГОСТ 534—69)	Нормативная нагрузка от кранов кН с высотой подъема						Схема расположения колес и поперечные габариты моста крана (размеры, мм)
		нормальной			увеличенной			
		$P_н$	$P_{1н}$	$T^п_н$	$P_н$	$P_{1н}$	$T^п_н$	
250/32	9,5	370	390	20	390	100	20,5	1 1050 1800 2300 1800 1050; 800 800 800 800; $P_н$ $P_н$ $P_н$ $P_н$ $P_{1н}$ $P_{1н}$ $P_{1н}$ $P_{1н}$; $T^п_н$; 11200
	(12,5)	390	410	20	400	420	20,5	
	15,5	410	420	20	410	430	20,5	
	(18,5)	420	440	20	430	440	20,5	
	21,5	430	450	20	440	460	20,5	2 1100 1800 3000 1800 1100; 800 800 800 800; $P_н$ $P_н$ $P_н$ $P_н$ $P_{1н}$ $P_{1н}$ $P_{1н}$ $P_{1н}$; $T^п_н$; 12000
	(24,5)	440	460	20	450	470	20,5	
	27,5	460	480	20	460	490	20,5	
	(30,5)	470	490	20	480	500	20,5	
	33,5	480	500	20	490	510	20,5	
320/32	9,6	400	440	26,3	440	480	26,9	1 2050 1800 2500 1800 2050; 800 800 800 800; $P_н$ $P_н$ $P_н$ $P_н$ $P_{1н}$ $P_{1н}$ $P_{1н}$ $P_{1н}$; $T^п_н$; 13400
	(12,5)	440	480	26,3	470	510	26,9	
	15,5	470	510	26,3	490	530	26,9	
	(18,5)	500	530	26,3	520	550	26,9	
	21,5	520	550	26,3	540	570	26,9	2 2200 1800 3000 1800 2200; 800 800 800 800; $P_н$ $P_н$ $P_н$ $P_н$ $P_{1н}$ $P_{1н}$ $P_{1н}$ $P_{1н}$; $T^п_н$; 14200
	(24,5)	540	570	26,3	560	590	26,9	
	27,5	560	590	26,3	580	610	26,9	
	(30,5)	580	610	26,3	600	630	26,9	
	33,5	600	630	26,3	610	640	26,9	

Примечание В скобках приведены пролеты мостов кранов, не рекомендуемые для массового применения.

Таблица 10.2. **Нормативные нагрузки от кранов грузоподъемностью от 80 до 320 т по ГОСТ 6711—70 для кранов среднего режима работы с нормальной и увеличенной высотой подъема**

Грузоподъемность крана, т	Пролет моста, м (ГОСТ 534—69)	Нормативная нагрузка от кранов кН с высотой подъема					
		нормальной			увеличенной		
		$P_н$	$P_{1н}$	$T^п_н$	$P_н$	$P_{1н}$	$T^п_н$
80/20	10	290	310	14,8	300	320	15,1
	(13)	300	330	14,8	320	330	15,1
	16	330	340	14,8	330	350	15,1
	(19)	340	360	14,8	350	360	15,1
	22	350	370	14,8	360	380	15,1
	(25)	370	390	14,8	370	390	15,1
	28	380	400	14,8	390	410	15,1
	(31)	400	420	14,8	410	420	15,1
	34	410	430	14,8	420	440	15,1
100/20	10	340	370	17,6	350	380	18,1
	(13)	360	390	17,6	360	390	18,1
	16	380	410	17,6	390	410	18,1
	(19)	400	430	17,6	410	430	18,1
	22	410	450	17,6	420	450	18,1
	25	430	460	17,6	440	470	18,1
	28	450	480	17,6	460	480	18,1
	(31)	470	490	17,6	470	500	18,1
	34	490	510	17,6	490	510	18,1
125/20	10	400	430	21	410	440	21,4
	(13)	420	450	21	430	460	21,4
	16	440	480	21	460	490	21,4
	(19)	460	500	21	480	510	21,4
	22	480	520	21	490	520	21,4
	(25)	490	540	21	510	540	21,4
	28	520	550	21	530	560	21,4
	(31)	540	570	21	550	570	21,4
	34	550	580	21	570	590	21,4
160/32	9,5	490	510	28,1	520	540	28,8
	(12,5)	520	550	28,1	540	560	28,8
	15,5	560	580	28,1	570	600	28,8
	(18,5)	300	310	14,1	310	320	14,4
	21,5	310	330	14,1	320	330	14,4
	(24,5)	320	340	14,1	330	340	14,4
	27,5	330	350	14,1	340	350	14,4
	(30,5)	340	360	14,1	350	360	14,4
	33,5	350	370	14,1	360	370	14,4
200/32 Схему (1) см. в примечании	9,5	300	320	16,9	310	320	17,2
	(12,5)	320	330	16,9	330	340	17,2
	15,5	340	350	16,9	340	360	17,2
	(18,5)	350	360	16,9	350	370	17,2
	21,5	370	380	16,9	370	390	17,2
	(24,5)	380	390	16,9	390	400	17,2
	27,5	400	410	16,9	400	420	17,2
	(30,5)	410	420	16,9	410	430	17,2
	33,5	420	430	16,9	420	440	17,2
250/32	9,5	380	390	20,2	390	420	20,8
	(12,5)	400	410	20,2	400	430	20,8
	15,5	410	430	20,2	420	440	20,8
	(18,5)	420	450	20,2	430	450	20,8
	21,5	440	460	20,2	440	470	20,8
	(24,5)	450	470	20,2	460	480	20,8
	27,5	460	490	20,2	470	500	20,8
	(30,5)	480	500	20,2	490	510	20,8
	33,5	490	510	20,2	500	520	20,8

Грузоподъемность крана, т	Пролет моста, м (ГОСТ 534—69)	Нормативная нагрузка от кранов кН с высотой подъема					
		нормальной			увеличенной		
		$P_н$	$P_{1н}$	$T^п_н$	$P_н$	$P_{1н}$	$T^п_н$
320/32	9,5	420	440	26,6	460	480	27,2
	(12,5)	460	480	26,6	490	510	27,2
	15,5	490	510	26,6	500	530	27,2
	(18,5)	510	540	26,6	530	550	27,2
	21,5	530	560	26,6	550	570	27,2
	(24,5)	550	580	26,6	570	590	27,2
	27,5	570	600	26,6	580	610	27,2
	(30,5)	590	620	26,6	600	650	27,2
	33,5	600	630	26,6	620	650	27,2

Примечание. Схемы расположения колес и поперечные габариты моста крана такие же, как для кранов с легким режимом работы (см. табл. 10 1), за исключением схемы для крана грузоподъемностью 200/32 т для нормальной высоты подъема:

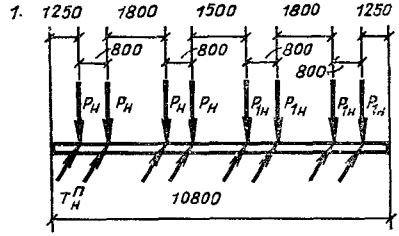


Таблица 10.3. **Значения $J^р_{кр}$**

Тип рельса	КР50	КР70	КР80	КР100	КР120	КР140
$J^р_{кр}$, см⁴	78	253	387	765	1310	2130

грузоподъемностью не более 50 т легкого, среднего и тяжелого режимов работы и 0,2 м — в остальных случаях; $m_к$ — приведенная масса крана, т²/м;

$$m_к = \frac{1}{g}\left[\frac{q_м}{2} + (q_т + kQ)\frac{L_к - l_0}{L_к}\right],$$

где g — ускорение силы тяжести, равное 9,81 м/с²; $q_м$, $q_т$ — соответственно масса мос-

Таблица 10.4. **Предельные значения расчетных горизонтальных нагрузок на упоры $T^у$**

Краны	$T^у$, кН
Подвесные (ручные и электрические) и мостовые ручные	10
Мостовые электрические общего назначения легкого режима работы	50
То же, среднего и тяжелого режимов работы, а также литейные	150
Мостовые электрические весьма тяжелого режима работы (металлургические и специальные):	
с гибким подвесом груза	250
с жестким » »	500

Таблица 105 **Расчетные воздействия кранов**

Элементы подкрановых конструкций	Характер воздействия	Проверка	Число кранов, учитываемых в расчете	Расчетное воздействие	Определение расчетных воздействий в зданиях: с обычным режимом работы: формула	значение коэффициента	значение расчетного воздействия	с тяжелым режимом работы: формула	значения коэффициента	значение расчетного воздействия
Подкрановая балка подкрановая и подкраново подстропильная ферма, тормозные конструкции	Общее	Прочности и устойчивости	1 кран (кроме подкраново подстропильной фермы)	P	$n P_н$	$n = 1,2$	$1,2 P_н$	—	—	—
				$T^п$	$n T^п_н$		$1,2 T^п_н$	—	—	—
				$T^{пр}$	$n T^{пр}_н$		$1,2^{пр}_н$	—	—	—
			2 крана	P	$nn_с P_н$	$n = 1,2$	$1,02 P_н$	$nn_с n_д P_н$	$n = 1,2$	$1,25 P_н$
				$T^п$	$nn_с T^п_н$	$n_с = 0,85$	$1,02 T^п_н$	$nn_с T^б_н$	$n_с = 0,95$	$1,14 T^б_н$
				$T^{пр}$	$nn_с T^{пр}_н$	—	$1,02 T^{пр}_н$	$nn_с T^{пр}_н$	$n_д = 1,1$	$1,11 T^{пр}_н$
			4 крана	P	$nn_с P_н$	$n = 1,2$ $n_с = 0,7$	$0,84 P_н$	$nn_с n_д P_н$	$n = 1,2$ $n_с = 0,8$ $n_д = 1,1$	$1,06 P_н$
	Местное	Прочности	1 каток крана (при гибком подвесе)	P	$nn_1 P_н$	$n = 1,2$	$1,32 P_н$	$nn_1 P_н$	$n = 1,2$	$1,56 P_н$
				$M^{кр}$	—	$n_1 = 1,1$	—	$n M^{кр}_н$	$n_1 = 1,3$	$1,2 M^{кр}_н$
			1 каток крана (при жестком подвесе)	P	—	—	—	$nn P_н$	$n = 1,2$	$1,8 P_н$
				$M^{кр}$	—	—	—	$n M^{кр}_н$	$n_1 = 1,5$	$1,2 M^{кр}_н$

Продолжение табл 19 5

Элементы подкрановых конструкций	Характер воздействия	Проверка	Число кранов, учитываемых в расчете[1]	Расчетное воздействие	Определение расчетных воздействий в зданиях: с обычным режимом работы: формула	значение коэффициента	значение расчетного воздействия	с тяжелым режимом работы: формула	значения коэффициента	значение расчетного воздействия
		Устойчивости	1 каток	P	$nn_1 P_н$	$n = 1,2$ n_1 1,1	$1,32 P_н$	$nn_1 P_н$	$n = 1,2$ $n_1 - 1,1$	$1,32 P_н$
	Общее и местное	Выносливости	1 кран (для общего воздействия) 1 каток (для местного воздействия)	P $T^б$ $M^{кр}$	— — —	— — —	— — —	$n P_н$ $n T^б_н$ $n M^{кр}_н$	$n = 0,8$	$0,8 P_н$ $0,8 T^б_н$ $0,8 M^{кр}_н$
	Общее	Прогиба в вертикальной плоскости	2 крана	P	$n_c P_н$	n_c 0,85	$0,85 P_н$	$n_c P_н$	$n_c = 0,95$	$0,95 P_н$
		Прогиба в горизонтальной плоскости	1 кран	$T^п$	$T^п_н$	—	$T^п_н$	$T^п_н$	—	$T^п_н$
Упоры	Общее	Прочности	1 кран	$T^у$	$n T^у_н$	$n = 1,2$	$1,2 T^у_н$	$n T^у_н$	$n - 1,2$	$1,2 T^у_н$
Крепления балок и тормозных конструкций				$T^п$	$n T^п_н$	$n = 1,2$	$1,2 T^п_н$	$n T^б_н$	$n = 1,2$	$1,2 T^б_н$

[1] При определении расчетных воздействий кранов следует учитывать:
1 кран при наличии лишь 1 крана и при условии, что второй кран не будет установлен в течение эксплуатации здания (только для зданий с обычным режимом работы);
2 или 4 (по 2 на каждом пути) наиболее неблагоприятных по воздействию крана для подкраново-подстропильных ферм (4 крана только при определении вертикальных воздействий);
3 наиболее неблагоприятных по воздействию крана для остальных подкрановых конструкций

та и масса тележки крана; k — коэффициент, принимаемый равным: для кранов при гибком подвесе груза $k=0$, при жестком подвесе $k=1$; L_k, l_0 — соответственно пролет крана и наибольшее приближение крюка.

Расчетная нагрузка $T^{у}$ принимается не более значений, указанных в табл. 10.4.

Расчетные крановые воздействия определяют умножением нормативных нагрузок на коэффициенты перегрузки n, динамичности $n_д$ и сочетаний $n_с$. Формулы для определения этих воздействий и число кранов, учитываемое при расчете элементов подкрановых конструкций, приведены в табл. 10.5.

10.3. СХЕМЫ ПОДКРАНОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СЕЧЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ

По расчетной схеме подкрановые балки подразделяются на разрезные (рис. 10.2, *а*), неразрезные (рис. 10.2, *б*) и рамные (рис. 10.2, *в*, *г*).

По конструктивной схеме подкрановые балки подразделяются на балки сплошного сечения (рис. 10.3, *а*, *в*), подкрановые фермы (рис. 10.3, *б*), подкраново-подстропильные фермы (рис. 10.4).

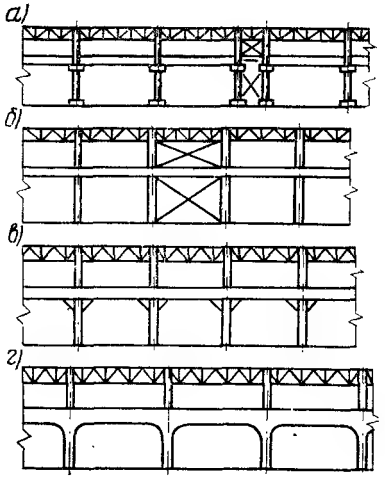


Рис. 10.2. Схемы подкрановых конструкций

а — разрезная; *б* — неразрезная; *в* — рамная (эстакада с подкосами); *г* — рамная с круглыми вутами

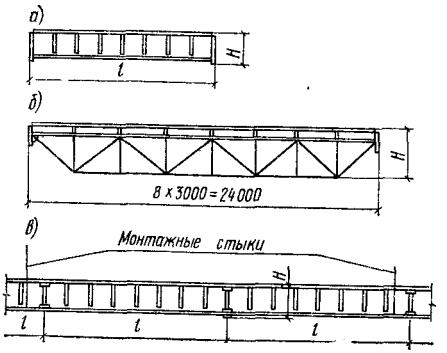


Рис. 10.3. Подкрановые балки (фермы)

а — разрезная подкрановая сплошностенчатая балка; *б* — разрезная подкрановая ферма; *в* — неразрезная подкрановая сплошностенчатая балка

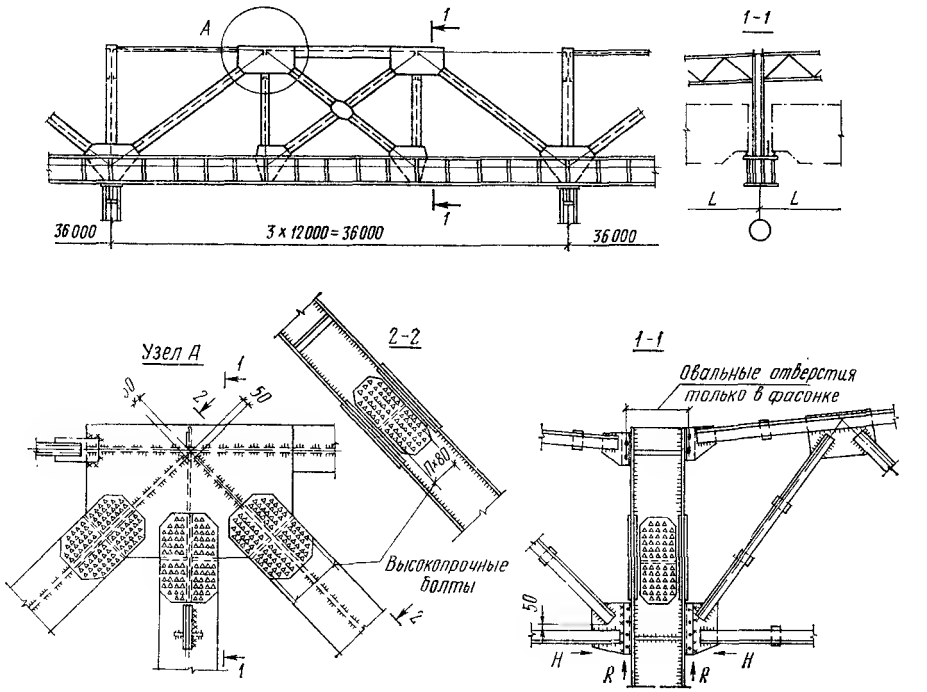


Рис. 10.4. Подкраново-подстропильная ферма

Разрезные подкрановые балки обладают следующими преимуществами: простота конструктивного решения, отсутствие монтажных стыков, меньшее по сравнению с неразрезными балками опорное давление на колонну, нечувствительность к осадкам опор, удобство монтажа, особенно блоков повышенной заводской готовности, состоящих из

Рис. 10.5. Деформации разрезных подкрановых балок

двух балок, соединенных тормозной площадкой и связями. Благодаря этим преимуществам разрезные подкрановые балки получили наибольшее распространение.

К недостаткам разрезных балок следует отнести: увеличение затрат стали по сравнению с расходом стали на неразрезные балки, более сложную конструкцию креплений подкрановых балок и тормозных конструкций к колоннам, поскольку при прохождении кранов происходит поворот опорных сечений балок относительно точки опирания балки на колонну. При этом торцы верхних поясов получают горизонтальное смещение (рис. 10.5), равное

$$\Delta = \frac{Mlh}{6EJ}, \qquad (10.7)$$

где l — пролет балки; h — высота балки; J — момент инерции балки; M — изгибающий момент.

При кранах тяжелого режима работы это особенно неблагоприятно сказывается на работе узлов примыкания подкрановых конструкций к колоннам и в отдельных случаях вызывает расстройство их креплений.

Неразрезные подкрановые балки по сравнению с разрезными имеют меньший расход стали, более надежны в эксплуатации благодаря отсутствию перелома упругой линии на опорах. К недостаткам неразрезных балок относятся: некоторое усложнение конструктивного решения, повышение трудоемкости монтажа из-за устройства монтажных стыков, увеличение опорного давления на колонны, чувствительность конструкции к осадкам опор.

Одним из критериев, который определяет рациональность применения неразрезных балок, является упругая осадка опор, характеризуемая коэффициентом

$$c = \frac{\Delta_1 EJ}{l^3}, \qquad (10.8)$$

где Δ_1 — проседание опоры с учетом осадки фундамента от силы, равной единице и приложенной к опоре в месте опирания подкрановой балки. При $c \leqslant 0{,}05$ рационально применение неразрезных балок.

Рамные подкрановые конструкции с подкосами (см. рис. 10.2, *в*) или эстакады с круглыми вутами (см. рис. 10.2, *г*) имеют следующие преимущества по сравнению с разрезными и неразрезными конструкциями: несколько меньший расход стали, достаточную продольную жесткость без необходимости установки продольных связей, часто затрудняющих технологическую компоновку. К недостаткам рамных подкрановых эстакад относится усложнение конструктивного решения и монтажа. Наличие горизонтально опорных реакций приводит к увеличению размеров фундаментов и усложнению конструкций колонн. По этим причинам рамные подкрановые конструкции в последние годы практически не применяются.

Подкрановые фермы с жестким верхним поясом (см. рис. 10.3, *б*) экономичнее разрезных балок сплошного сечения на 15—20%. Экономия возрастает с увеличением пролета фермы. Наиболее рациональная область применения подкрановых ферм при пролете 24 м и более и грузоподъемности кранов до 30 т.

В последнее время в отечественной практике при кранах большой грузоподъемности и шаге колонн 24 м и более успешно применяются подкраново-подстропильные конструкции главным образом по средним рядам колонн (см. рис. 10.4). *Подкраново-подстропильная конструкция* (ППК) представляет собой ферму с жестким нижним (ездовым) поясом. Нижний пояс выполняется в виде тонкостенной оболочки прямоугольного сечения, которая воспринимает местные вертикальные и горизонтальные воздействия крановой нагрузки между узлами фермы, крутящие моменты от внецентренного приложения нагрузок по отношению к центру кручения оболочки, а также усилия растяжения как в нижнем поясе стержневой системы. На элементы верхнего пояса и решетки фермы опираются стропильные и другие конструкции. Таким образом, подкраново-подстропильная ферма — это комбинированная система, объединяющая подкрановые и подстропильные конструкции, в которой максимально использованы принципы совмещения функций и конструкции материала, позволяющие получить заметную экономию стали и вести монтаж современными прогрессивными методами.

На основе технико-экономического анализа конструктивной формы подкраново-подстропильных конструкций можно сделать следующие выводы:

а) для кранов грузоподъемностью 125 т и выше по сравнению с традиционным решением (подкрановые балки и подстропильные фермы) применение ППК приводит к экономии стали, которая составляет: 4,8—5,7% для пролета 24 м и 12—16% для пролета 36 м;

б) с увеличением грузоподъемность кранов экономия стали увеличивается незначительно: так, для ППК пролетом 24 м увеличение грузоподъемности кранов от 125 до 450 т приводит к относительному уменьшению массы конструкций с 4.8 до 5,7%, а для пролета 36 м — с 12 до 16%;

в) применение ППК по крайним рядам колонн зданий менее эффективно, чем по средним, но и в этом случае дает некоторую экономию стали;

г) благодаря меньшей высоте нижнего пояса ППК по сравнению с высотой балки сплошного сечения при пролетах 24 м и более заметно уменьшается высота здания и площадь стен, что сказывается также на снижении приведенных затрат, особенно для отапливаемых зданий;

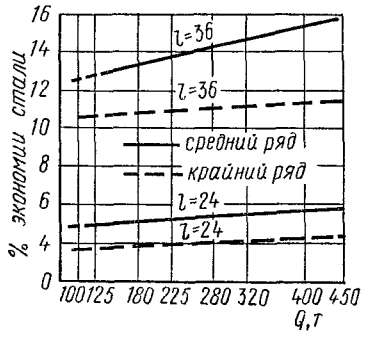


Рис. 10.6. Экономия стали при применении подкраново-подстропильных конструкций взамен подкрановых балок и подстропильных ферм по среднему и крайнему рядам колонн

д) эффективность использования ППК возрастает при увеличении нагрузок на кровлю здания (большие пролеты зданий, опирание галерей, эстакад, трубопроводов и т. п.).

На рис. 10.6 показана экономия стали при применении ППК пролетами 24 и 36 м вместо раздельных подкрановых балок и подстропильных ферм в зависимости от грузоподъемности кранов.

К недостаткам ППК следует отнести повышенную трудоемкость изготовления коробчатого нижнего пояса и сложность его сварных монтажных стыков, поскольку нижний пояс выполняется обычно по неразрезной схеме.

Подкраново-подстропильные конструкции применяются в различных цехах заводов черной металлургии, а также в большепролетных зданиях с поперечным расположением мостовых кранов в уровне покрытия.

Выбор статической схемы и конструктивной формы подкрановых конструкций определяется исходя из общего конструктивного решения каркаса здания с учетом технологических требований, а также условий

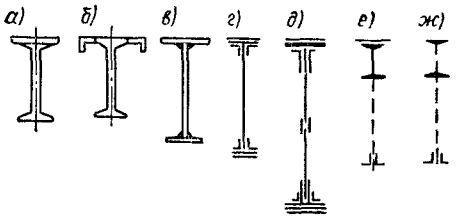


Рис. 10.7. Типы сечений подкрановых балок

а — сплошного сечения из прокатного двутавра, усиленного листом; *б* — то же, усиленного уголками; *в* — сплошного сечения сварная из трех листов; *г*, *д* — то же, клепанные из листов и уголков; *е* — подкрановые фермы с верхним поясом из прокатного двутавра, усиленного листом; *ж* — то же, с верхним поясом из широкополочного двутавра

изготовления, монтажа и эксплуатации. В табл. 10.6 приведены рекомендуемые конструктивные формы подкрановых конструкций в зависимости от грузоподъемности кранов, режима их работы и пролета.

Поперечные сечения подкрановых конструкций применяются следующих типов: балки сплошного сечения — из прокатных двутавров, усиленных листами или уголками (рис. 10.7, *а*, *б*); составные сварные — из трех листов (рис. 10.7, *в*); составные сварные с поясами — из широкополочных тавров (см. главу 16), составные клепаные из листов и уголков (рис 10.7, *г*, *д*); подкрановые фермы комбинированной системы с жестким верхним поясом — из прокатного двутавра, усиленного листом, или из широкополочного двутавра (рис. 10.7, *е*, *ж*). Решетка подкрановых ферм — из уголков; сечение жесткого нижнего пояса подкраново-подстропильных ферм сварное коробчатое

Таблица 10.6. **Рекомендуемые подкрановые конструкции в зависимости от пролетов балок и характеристики кранов**

Пролет балки, м	Грузоподъемность кранов, т	Режим работы кранов	Коэффициент упругой податливости опоры *c*	Рекомендуемая схема подкрановых конструкций	Рекомендуемый тип подкрановых конструкций	Тип тормозного устройства[1]
6—12	До 50	Легкий	—	Разрезная	Балка	Ферма
		Средний		»	»	»
		Тяжелый		»	»	Сплошной лист
6—24	15—450	Тяжелый	>0,05	»	Сплошная балка	То же
6—18	80—320	Легкий, средний	<0,05	Неразрезная	То же	Решетчатая ферма
6—18	80—320	Легкий, средний	>0,05	Разрезная	»	То же
24—48	До 30	Легкий, средний	—	»	Ферма с жестким верхним поясом	»
36 и более	Более 125	Все режимы	—	»	ППК	—

[1] При пролетах 6 м и кранах легкого и среднего режимов работы грузоподъемностью до 50 т горизонтальные воздействия кранов воспринимаются уширенным верхним поясом балки без специального тормозного устройства.

(рис. 10.8, *а*). Для упрощения изготовления в отдельных случаях возможны варианты (рис. 10.8, *б*, *в*). Элементы решетки ППК — из Н-образных сварных профилей или широкополочных двутавров.

Сплошные балки из прокатных профилей по отечественному сортаменту могут

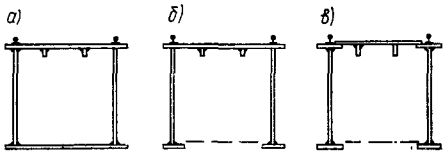


Рис. 10.8. Сечения нижнего жесткого пояса подкраново-подстропильной конструкции

а — закрытое коробчатое; *б*, *в* — полузакрытые

быть только при пролетах 6 м и кранах грузоподъемностью не свыше 20 т, однако следует иметь в виду, что балки из прокатных профилей (см. рис. 10.7, *а*, *б*) несколько тяжелее сварных балок из трех листов (рис. 10.7, *в*). Балки путей подвесного транспорта пролетом 6 м выполняются из прокатных двутавров типа М.

Подкрановые балки могут быть сварные, в исключительных случаях — клепаные. В настоящее время, как правило, применяются сварные балки. Даже для кранов большой грузоподъемности сварные балки оказываются весьма эффективными. Так, например, неразрезные балки пролетом 3×12 м под краны грузоподъемностью 350/15 в клепаном варианте тяжелее сварных на 25—30%.

Только в исключительных случаях, главным образом на металлургических заводах, под специальные краны могут быть применены по согласованию с заводом-изготовителем клепаные балки. Опыт эксплуатации таких балок на Магнитогорском металлургическом комбинате показал, что они по сравнению с другими конструкциями подкрановых балок более долговечны.

10.4. МАТЕРИАЛ КОНСТРУКЦИЙ И КОЭФФИЦИЕНТЫ УСЛОВИЙ РАБОТЫ

Отдельные элементы подкрановых конструкций работают в неодинаковых условиях — одни непосредственно воспринимают динамические воздействия кранов, другие являются вспомогательными, конструктивными. В зависимости от ответственности элемента, условий его эксплуатации и режима работы кранов элементы подкрановых конструкций следует относить к группам конструкций по табл. 10.7.

Классы и марки сталей выбираются в соответствии с рекомендациями главы I в зависимости от группы конструкций по табл. 10.7 и температуры наружного воздуха.

Коэффициенты условий работы принимаются по табл. 10.8.

Таблица 10.7 **Распределение подкрановых конструкций по группам**

Конструкции	Группа конструкций[1]	
	в зданиях с обычным режимом работы	в зданиях с тяжелым режимом работы
Подкрановые балки, ездовые пояса и фасонки подкраново-подстропильных и подкрановых ферм	I	I
Элементы решетки и пояса (кроме ездовых) подкраново-подстропильных и подкрановых ферм, тормозные балки и фермы, детали крепления к колоннам	II	II
Вспомогательные вертикальные и горизонтальные связевые фермы, диафрагмы, ребра жесткости, элементы площадок, упоры	IV	III
Все клепаные элементы	VII	VII

[1] Группы конструкций по классификации СНиП (см. табл 1.20).

Таблица 10.8. **Коэффициент условий работы** m

Элементы конструкций	m
Подкрановые балки при кранах грузоподъемностью 5 т и выше тяжелого и весьма тяжелого режима работы	0,9
Стенки балок, укрепленные только поперечными ребрами жесткости, или участок стенки, расположенный между сжатым верхним поясом и продольным ребром, при проверке местной устойчивости	0,9
Прочие элементы	1
Стенки надопорных частей неразрезных балок в зоне растяжения	1

10.5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК СПЛОШНОГО СЕЧЕНИЯ

Статический расчет сплошных подкрановых разрезных и неразрезных балок ведется методами строительной механики. При определении расчетных усилий взаимное расположение кранов и предельное положение тележек принимают по технологическому заданию и в наиболее невыгодных комбинациях для подкрановых конструкций в целом и для каждого элемента и крепления в отдельности. Усилия от поперечного и продольного торможения одновременно не учитываются. Для упрощения расчета неразрезных подкрановых балок имеются готовые линии влияния. Подкрановые балки подвергаются действию вертикальных и горизонтальных нагрузок. Условно принято, что воздействие вертикальных нагрузок воспринимается всем сечением подкрановой

балки, а воздействие поперечных горизонтальных нагрузок — либо тормозной балкой, в состав которой входит верхний пояс подкрановой балки (рис. 10.9), либо верхним поясом подкрановой балки.

В первом случае подкрановые балки выполняются, как правило, симметричного

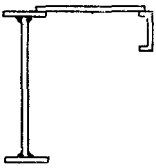


Рис. 10.9. Сечение сплошной симметричной подкрановой балки со сплошной тормозящей балкой

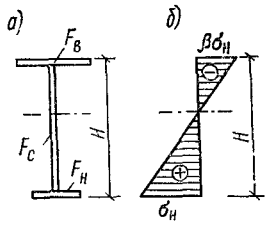


Рис. 10.10. Сечение подкрановой балки асимметричного сечения

а — сечение балки; *б* — эпюра напряжений от вертикальной нагрузки

сечения из-за малого влияния напряжений от горизонтальных воздействий. Во втором случае (при пролете 6 м и кранах легкого и среднего режимов работы грузоподъемностью до 50 т) поперечное сечение сплошной подкрановой балки рекомендуется выполнять в виде несимметричного двутавра с развитым верхним поясом (рис. 10.10). При этом материал в поперечном сечении подкрановой балки распределяется с учетом указанных особенностей ее напряженного состояния. На рис. 10.10, *б* приведена эпюра напряжений для такого профиля от воздействия только вертикальных нагрузок. Напряжение в верхнем поясе от этого воздействия может быть представлено так:

$$\sigma_в = \beta\sigma_н, \qquad (10.9)$$

где $\sigma_н$ — напряжение в нижнем поясе балки от вертикальных нагрузок; β — коэффициент, меньший единицы, характеризующий долю напряжений в верхнем поясе от воздействия только вертикальных нагрузок: $\beta=\sigma_в/\sigma_н$. Для предварительного подбора асимметричного сечения подкрановой балки можно принять значения коэффициента β по табл. 10.9.

Таблица 10.9. **Ориентировочные значения коэффициента β**

Грузоподъемность кранов, т	До 10	12,5—20	30	50
β	0,8—0,75	0,75—0,70	0,65—0,62	0,60

Используя указанные коэффициенты β и определив требуемый момент сопротивления нижнего пояса балки по расчетному изгибающему моменту от вертикальных нагрузок ($W_н=M/R$), можно получить значение наименьшей площади поперечного сечения балки:

$$F = \frac{1,04}{\beta}\sqrt[3]{\frac{(1+\beta)^4 W_н^2}{c}}, \qquad (10.10)$$

где $c=h/\delta$ — гибкость стенки (отношение высоты стенки к ее толщине), которую можно принять в пределах 80—120.

Оптимальное распределение площади сечения между поясами ($F_в$ и $F_н$) и стенкой балки ($F_с$) можно получить по формулам:

$$F_с = \frac{2\beta}{(1+\beta)^2}F; \quad F_в = \frac{1}{(1+\beta)^2}F;$$

$$F_н = \frac{\beta^2}{(1+\beta)^2}F. \qquad (10.11)$$

Для предварительного подбора симметричных и несимметричных сечений можно определить высоту h, см, соответствующую наименьшей массе балки, по формуле

$$h = 1,4\sqrt{W/\delta}, \qquad (10.12)$$

где W — требуемый момент сопротивления.

Толщину стенки балки, мм, можно определять по эмпирической формуле:

$$\delta = (7+3h), \qquad (10.13)$$

где h — высота стенки балки, м. Толщина стенки δ принимается всегда в четных миллиметрах, но не менее 6 мм.

Подсчитанные по условиям наименьшей массы высоты балок должны отвечать требованиям жесткости. В табл. 10.10 приведены наименьшие отношения высоты балки H к пролету l для сварных балок симметричного сечения по условиям предельных относительных прогибов, установленных табл. 45 СНиП II-В.3-72. Эти отношения подсчитаны в предположении полного использования несущей способности подкрановых балок.

Толщину поясных листов балки следует принимать в пределах от 10 до 40 мм; при этом ширина сжатого поясного листа не должна превышать значений, указанных в табл. 38 СНиП II-В.3-72. Минимальная ширина верхнего пояса сплошностенчатых балок принимается 250 мм, нижнего — 200 м. При креплении кранового рельса на планках минимальная ширина верхнего пояса принимается: при кранах грузоподъемностью до 80 т — 320 мм при отсутствии тормозной конструкции и 360 мм при сквозной тормозной конструкции, 400 мм при тормозной конструкции из листа; при кранах грузоподъемностью выше 80 т — соответственно 400 и 450 мм.

При выборе высоты балок следует применять унифицированные размеры высот стенок (с учетом отходов на обработку): 790, 990, 1240, 1390, 1590, 1790, 1990, 2190, 2480, 2780 при толщине до 25 мм и 2880, 2980, 3180, 3380 и 3580 мм при толщине 26—40 мм.

Как уже указывалось, подкрановые балки следует проектировать, как правило, сварными. При этом балки для зданий с обычным режимом работы и при расчетной

Таблица 10.10. **Наименьшее отношение H/l для сварных подкрановых балок со сплошной стенкой симметричного сечения**

Характеристика балок	Предельный относительный прогиб в долях l	Наименьшее отношение H/l для балок из стали класса					
		С38/23	С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/75
Разрезные постоянного сечения	1/400	0,059	0,081	0,095	0,107	0,124	0,149
	1/500	0,074	0,101	0,119	0,134	0,155	0,187
	1/600	0,083	0,122	0,134	0,150	0,175	0,210
	1/750	0,11	0,152	0,179	0,199	0,230	0,278
Разрезные переменного сечения	1/400	0,065	0,089	0,105	0,118	0,137	0,164
	1/500	0,081	0,111	0,132	0,147	0,170	0,204
	1/600	0,097	0,134	0,158	0,176	0,204	0,244
	1/750	0,121	0,167	0,196	0,219	0,254	0,304
Неразрезные	1/400	0,053	0,073	0,086	0,099	0,111	0,134
	1/500	0,066	0,091	0,107	0,119	0,138	0,167
	1/600	0,079	0,11	0,128	0,143	0,166	0,200
	1/700	0,099	0,137	0,161	0,179	0,208	0,250

Примечание. При несимметричном сечении указанные отношения соответствуют $2\,h_н/l$, где $h_н$ — расстояние от центра тяжести сечения балки до низа балки.

температуре наружного воздуха —40° С и выше рекомендуется выполнять бистальными: пояса — из более прочной стали (например, класса С45/33), а стенку — из менее прочной стали (например, класса С38/23).

Пояса клепаных балок (см. рис. 10.7, *г*, *д*) компонуются из уголков и листов. Площадь уголков рекомендуется принимать не менее 30% всей площади пояса. Желательно иметь под уголками вертикальные ламели. В клепаных подкрановых балках необходимо предусмотреть пристрожку верхних кромок вертикальных листов и ламелей заподлицо с обушками поясных уголков.

Окончательные сечения подкрановых балок определяются на основе детальных расчетов прочности, устойчивости, выносливости и жесткости по приведенным ниже рекомендациям.

Расчетные напряжения в сечениях балок и жестких (ездовых) поясов подкраново-подстропильных конструкций при расчете на прочность и жестких (ездовых) поясов подкрановых ферм при расчете на прочность и устойчивость должны отвечать неравенствам:

в поясах балок

$$\sigma_x \leqslant mR; \qquad (10.14)$$

в стенке балок

$$\left.\begin{aligned} &\sigma_x \leqslant mR; && \text{(а)}\\ &\sigma_y \leqslant mR; && \text{(б)}\\ &\tau_{xy} \leqslant mR_{ср}; && \text{(в)}\\ &\sqrt{\sigma_x^2+\sigma_y^2-\sigma_x\sigma_y+3\tau_{xy}^2} \leqslant mnR, && \text{(г)} \end{aligned}\right\} \qquad (10.15)$$

где σ_x, σ_y, τ_{xy} определяются по табл. 10.11; m принимается по табл. 10.8; n — коэффициент, принимаемый равным 1,15 и на опорах неразрезных балок 1,3.

Расчетные напряжения в стенках балок и жестких (ездовых) поясов подкраново-подстропильных ферм зданий с тяжелым режимом работы при расчете на выносливость должны отвечать неравенствам:

$$\sigma_y^п \leqslant 40 \text{ МПа}; \qquad (10.16)$$

$$\frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x^0)^2+(\tau_{xy}^0)^2}+0{,}4\,\sigma_y^м+0{,}5\,\sigma_y^п \leqslant R_в, \qquad (10.17)$$

где компоненты напряжений принимаются по табл. 10.11; $R_в$=70 МПа для разрезных балок и 60 МПа для неразрезных балок.

Расчет устойчивости стенок балок и ездовых поясов подкраново-подстропильных конструкций, а также расчет элементов подкраново-подстропильных ферм и подкрановых ферм (кроме ездовых поясов) следует производить в соответствии с указаниями главы 4.

При проверке устойчивости стенок бистальных балок коэффициент K_0 в формуле (34) СНиП II-В.3-72 принимается равным 6,30.

Число сечений балки, подлежащих расчету, определяют в зависимости от схемы балки и размеров пролетов. В разрезных балках пролетом до 12 м нормальные напряжения проверяют в одном сечении в середине пролета, а касательные напряжения — только на опоре. При этом приведенные напряжения по формуле (10.15г) определяют в обоих сечениях. При пролетах более 12 м и при переменном сечении балок на основе огибающих эпюр усилий следует, помимо проверки сечений с максимальными усилиями, определять напряжения по формулам (10.14) — (10.17) также в местах перемены сечений.

При отсутствии связей по нижним поясам неразрезных балок следует производить проверку устойчивости нижнего пояса средних пролетов для случая расположения кранов в пролетах, смежных с рассчитываемым.

Таблица 10.11. Компоненты напряжений к формулам (10.14)—(10.17)

Элемент сечения	Тип тормозной конструкции	Формулы напряжений
Верхний пояс балки	Балка	$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y^{п}}$ или $\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} + \frac{N_т}{F_п}$
	Ферма	$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} + \frac{N_T}{\varphi F_п} + \frac{M_y^м}{W_y^п}$
	Без тормозного устройства	$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y^п}$ или $\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} + \frac{N_T}{\varphi_y F_п}$
Ездовой пояс ППК	То же	$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{N_в}{F} + \frac{N_T}{F_п}$
Ездовой пояс фермы	Ферма	$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x^в} + \frac{M_y}{W_y^п} + \frac{N_в}{\varphi F} + \frac{N_T}{\varphi_y F_п}$
Нижний пояс балки	—	$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x^н}$
Стенка балок	—	$\sigma_x = \sigma_x^0 + \sigma_x^м$; $\sigma_x^0 = \frac{M_x}{W_x}$; $\sigma_x^м = 0{,}25\,\sigma_y^м$; $\sigma_y^м = \frac{P}{z\delta_{ст}}$; $\sigma_y = \sigma_y^м + \sigma_y^п$ [для формулы (10.15б)]; $\sigma_y^п = \frac{2M_{кр}\,\delta_{ст}}{J_{кр}}$; $\sigma_y = \sigma_y^м$ [для формулы (10.15г)]; $\tau_{xy} = \tau_{xy}^0 + \tau_{xy}^м + \tau_{xy}^п$ [для формулы (10.15в)]; $\tau_{xy} = \tau_{xy}^0 + \tau_{xy}^м$ [для формулы (10.15г)]; $\tau_{xy}^0 = \frac{QS}{J\delta_{ст}}$; $\tau_{xy}^м = 0{,}3\,\sigma_{xy}^м$; $\tau_{xy}^п = 0{,}4\,\sigma_y^п$

Обозначения:

M_x, M_y — расчетные изгибающие моменты соответственно от вертикальных и горизонтальных ($T^п$) нагрузок;

N_T — расчетное усилие от поперечных ($T^п$) или продольных ($T^{пр}$) нагрузок;

$M_y^м$ — расчетный местный изгибающий момент в панели верхнего пояса от горизонтальных поперечных нагрузок ($T^п$);

$N_в$ — расчетное усилие в ездовом поясе подкраново-подстропильной фермы или подкрановой фермы от вертикальных нагрузок;

Q — расчетная поперечная сила от вертикальных нагрузок;

W_x, W_y — момент сопротивления сечения балки соответственно относительно горизонтальной и вертикальной осей; для бистальных балок из трех листов в расчет вводится $0{,}97W_x$;

$W_y^п$ — момент сопротивления верхней полки балки относительно вертикальной оси;

F — площадь поперечного сечения балки или ездового пояса;

$F_п$ — площадь поперечного сечения верхней полки балки или ездового пояса;

z — длина распределения местного давления, определяемая по п. 4.13 СНиП II-В.3-72; для сварных балок при крановых рельсах типа КР можно принимать z по табл. 10.12;

$\sigma_{ст}$ — толщина стенки балки;

$J_{кр}$ — по формуле (10.5);

S — статический момент полусечения балки или ездового пояса;

J — момент инерции сечения балки или ездового пояса.

Таблица 10.12 **Значения z для различных типов крановых рельсов в зависимости от толщины стенок сварных балок**

Тип рельса	z, см, при $\delta_{ст}$, мм									
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25
КР70	40,5	36,7	34,2	32,1	30,5	29,2	28,1	27,1	26,2	25,2
КР80	44,3	40,2	37,3	35,2	33,4	31,9	30,7	29,6	28,7	27,5
КР100	54,8	49,7	46,2	43,5	41,4	39,5	38	36,7	35,6	34,1
КР120	65,6	59,6	55,4	52,1	49,6	47,4	45,6	44,1	42,6	40,8
КР140	69,6	63,1	58,6	55,2	52,4	50,1	48,1	46,6	45	44,5

Таблица 10.13 **Ординаты η линии влияния прогиба для разрезных балок**

α	$x = 0,4\,l$	$x = 0,5\,l$
0	0	0
0,1	0,00635	0,00615
0,2	0,01210	0,01190
0,3	0,01650	0,01660
0,4	0,01920	0,01970
0,5	0,01970	0,02080
0,6	0,01810	0,01970
0,7	0,01500	0,01660
0,8	0,01080	0,01190
0,9	0,00550	0,00615
1,0	0	0

Обозначения: α — место приложения нагрузки в долях пролета, x — место определения прогиба балки.

Таблица 10.14 **Ординаты y линии влияния прогиба для крайнего пролета неразрезных балок**

α	$x=0,4\,l$	$x=0,5\,l$	α	$x=0,4\,l$	$x=0,5\,l$
0	0	0	2,1	0,00058	0,00065
0,1	0,00487	0,00449	2,2	0,00096	0,00108
0,2	0,00922	0,00869	2,3	0,00115	0,00129
0,3	0,01240	0,01204	2,4	0,00120	0,00134
0,4	0,01415	0,01408	2,5	0,00113	0,00126
0,5	0,01408	0,01452	2,6	0,00095	0,00107
0,6	0,01235	0,01326	2,7	0,00073	0,00082
0,7	0,00964	0,01063	2,8	0,00048	0,00054
0,8	0,00598	0,00708	2,9	0,00022	0,00025
0,9	0,00293	0,00324	3	0	0

Продолжение табл. 10.14

α	$x=0,4\,l$	$x=0,5\,l$	α	$x=0,4\,l$	$x=0,5\,l$
1	0	0	3,1	—0,00017	—0,00019
1,1	—0,00217	—0,00242	3,2	—0,00029	—0,00032
1,2	—0,00355	—0,00396	3,3	—0,00036	—0,00040
1,3	—0,00426	—0,00476	3,4	—0,00039	—0,00043
1,4	—0,00442	—0,00493	3,5	—0,00038	—0,00042
1,5	—0,00412	—0,00460	3,6	—0,00034	—0,00038
1,6	—0,00351	—0,00391	3,7	—0,00028	—0,00031
1,7	—0,00267	—0,00297	3,8	—0,00019	—0,00021
1,8	—0,00173	—0,00192	3,9	—0,00010	—0,00011
1,9	—0,00080	—0,000895	4	—0	0
2	0	0			

Обозначения: α — место приложения нагрузки в долях пролета; x — место определения прогиба балки.

Таблица 10.15 **Ординаты y линии влияния прогиба для среднего пролета неразрезных балок**

α	$x=0,4\,l$	$x=0,5\,l$	α	$x=0,4\,l$	$x=0,5\,l$
0	0	0	2,1	—0,00167	—0,00196
0,1	—0,00130	—0,00121	2,2	—0,00274	—0,00321
0,2	—0,00252	—0,00236	2,3	—0,00330	—0,00387
0,3	—0,00358	—0,00335	2,4	—0,00343	—0,00401
0,4	—0,00442	—0,00412	2,5	—0,00320	—0,00376
0,5	—0,00495	—0,00460	2,6	—0,00274	—0,00322
0,6	—0,00505	—0,00472	2,7	—0,00209	—0,00246
0,7	—0,00469	—0,00438	2,8	—0,00137	—0,00161
0,8	—0,00376	—0,00354	2,9	—0,00065	—0,00076
0,9	—0,00224	—0,00210	3	0	0
1	0	0	3,1	0,00048	0,00057
1,1	0,00297	0,00267	3,2	0,00083	0,00097
1,2	0,00613	0,00580	3,3	0,00102	0,00119
1,3	0,00870	0,00855	3,4	0,00109	0,00128
1,4	0,01030	0,01048	3,5	0,00107	0,00126
1,5	0,01050	0,01117	3,6	0,00096	0,00113
1,6	0,00930	0,01040	3,7	0,00078	0,00091
1,7	0,00734	0,00845	3,8	0,00055	0,00065
1,8	0,00499	0,00569	3,9	0,00028	0,00033
1,9	0,00224	0,00260	4	0	0
2	0	0			

Обозначения: α — место приложения нагрузки в долях пролета, x — место определения прогиба балки.

Стрелу прогиба подкрановых балок определяют по формуле

$$f = \frac{l^3 P_н \Sigma y}{EJ}, \qquad (10.18)$$

где Σy — сумма ординат линий влияния прогиба, определяемая для различных схем балок с использованием данных табл. 10.13, 10.14 и 10.15.

Прогиб балок постоянного сечения с достаточной для практических целей точностью можно определить по формуле

$$f = k\frac{\sigma l^2}{H}, \qquad (10.19)$$

где f — прогиб балки, см; l — пролет балки, м; H — полная высота балки, м; σ — напряжение от вертикальной нормативной нагрузки без учета динамического коэффициента, вычисленное по сечению брутто в середине пролета, МПа; k — коэффициент, принимаемый для разрезных балок равным 1, для неразрезных балок — 0,9.

Таблица 10.16. **Предельные относительные прогибы подкрановых конструкций**

Элементы конструкций	f/l
Подкрановые балки и фермы при кранах:	
ручных	1/500
электрических грузоподъемностью 50 т	1/600
электрических грузоподъемностью 50 т и более	1/750
Пути кран-балок	1/500
Монорельсовые пути	1/400

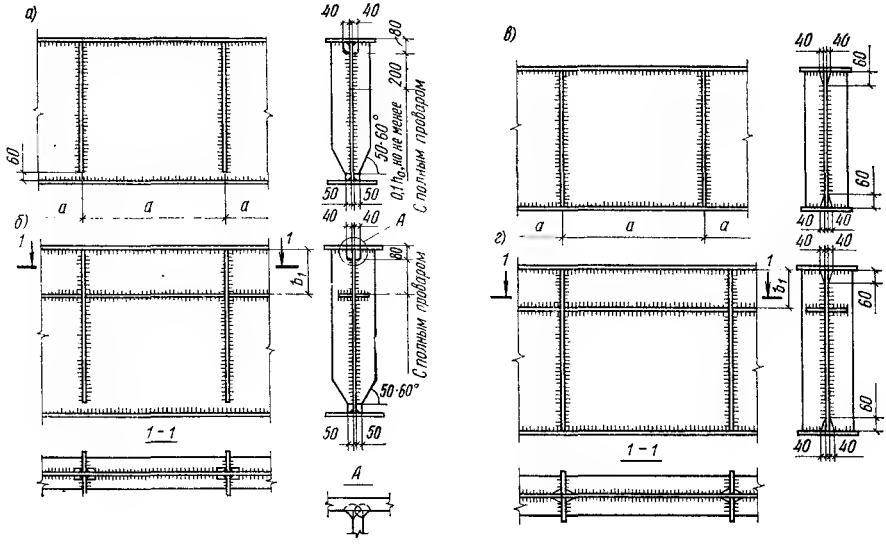


Рис. 10.11. Ребра жесткости на подкрановых балках

а, б — поперечные и продольные ребра балок в зданиях с тяжелым режимом работы; *в, г* — то же, в зданиях с обычным режимом работы

При определении прогиба неразрезных балок по формуле (10.18) σ — максимальное напряжение в крайнем пролете. При несимметричных сечениях вместо H принимается $2h_н$, где $h_н$ — расстояние от центра тяжести сечения до нижнего пояса.

При определении прогиба балок и ферм ослабление сечений отверстиями для болтов и заклепок не учитывается.

Прогибы в вертикальной плоскости не должны превышать значений, указанных в табл. 10.16.

Стенки сплошных подкрановых балок для обеспечения их устойчивости должны быть укреплены парными, симметрично расположенными относительно оси стенки ребрами жесткости:

а) поперечными основными вертикальными ребрами, поставленными по высоте стенки; эти ребра должны примыкать торцами к верхнему поясу и не доходить до нижнего пояса на 60 мм (рис. 10.11);

б) поперечными основными ребрами и продольными горизонтальными ребрами (рис. 10.11, *б*);

в) поперечными основными, промежуточными короткими ребрами и продольным ребром; промежуточные короткие ребра располагаются между поясом и продольным ребром.

Для балок в зданиях с обычным режимом работы крепление ребер жесткости может выполняться по рис. 10.11, *в, г*. При этом в примыкании к нижнему поясу балок

форму ребер можно принимать по рис. 10.11, *а*, *б*.

Поперечные промежуточные короткие ребра можно применять только при наличии продольного ребра, к которому они должны привариваться.

Торцы вертикальных ребер сварных подкрановых балок в зданиях с тяжелым режимом работы в местах примыкания их к поясам (за исключением нижних торцов

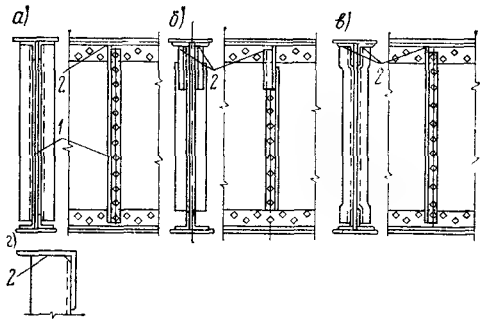


Рис. 10.12. Примеры выполнения ребер жесткости в клепаных болтах

а — ребра жесткости из прокатных неравнобоких уголков с прокладками; *б* — крепление ребер жесткости из уголков с помощью коротышей; *в* — ребра жесткости из уголков с высадкой; *г* — пригонка (строжка) торцов ребер жесткости к полке балки; *1* — прокладка; *2* — пристрожка торца

опорных ребер) должны иметь плавный вырез высотой 80 мм и шириной 40 мм (см. рис. 10.11, *а*, *б*).

Горизонтальные ребра жесткости в местах пересечения с вертикальными ребрами прерываются и привариваются к вертикальным ребрам. Концы горизонтальных ребер в местах примыкания к вертикальным ребрам должны иметь или плавный вырез длиной 60 мм и шириной 40 мм (см. рис. 10.11, *б*), или скос (см. рис. 10.11, *г*).

В торцах коротких вертикальных ребер в местах соединения с горизонтальными ребрами следует делать аналогичные вырезы.

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина выступающей части парного симметричного ребра должна быть не менее $h_0/30+40$ мм, а толщина ребра — не менее $^1/_{15}\,b_p$.

В балках зданий с тяжелым режимом работы ширина ребра должна быть не менее 100 мм.

Расстояние между поперечными основными ребрами не должно превышать $2h_c$ при $h_c/\delta > 100$ и $2{,}5h_c$ при $h_c/\delta \leqslant 100$.

Ребра жесткости подкрановых балок в зданиях с тяжелым режимом работы следует приваривать к верхнему поясу и к стенке (на участке $0{,}1h_c$, но не менее чем 200 мм от верха ребра) с полным проваром. Высота шва не должна превышать толщину ребра.

Ширина выступающей части короткого ребра должна быть не менее $^2/_3$ ширины основного ребра.

При наличии одного продольного ребра необходимый момент инерции поперечного и продольного ребер определяются по формулам главы 4.

В зданиях с тяжелым режимом работы размеры поперечных ребер жесткости проверяются из условия восприятия крутящего момента по формуле

$$\sigma_y^{\text{р}} = \frac{1{,}5\,M^{\text{кр}}}{F_{\text{р}}\,b_{\text{р}}} < R, \qquad (10.20)$$

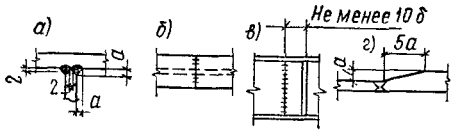


Рис. 10.13. Сварные стыки подкрановых балок

а — соединение пояса со стенкой; *б* — стык поясов балок; *в* — стык стенки; *г* — стык поясов при разной толщине поясных листов

где $M_{\text{кр}}$ определяется по табл. 10.5 и формуле (10.4); $F_{\text{р}}$, $b_{\text{р}}$ — соответственно площадь и ширина ребра жесткости; R — расчетное сопротивление стали ребра.

Ребра жесткости клепаных подкрановых балок рекомендуется проектировать из неравнополочных уголков с выступающей широкой полкой. Обычно поперечные ребра жесткости крепятся к стенкам балки с применением прокладок (рис. 10.12, *а*). В целях экономии стали возможно крепление без прокладок с помощью специальных коротышей (рис. 10.12, *б*) или высадки уголков (рис. 10.12, *в*). Верхние торцы ребер следует пригонять к уголкам верхнего пояса. Пригонку торцов ребер жесткости осуществляют только по выступающей полке уголка (рис. 10.12, *г*). Расстояние между ребрами жесткости и их размеры проверяются расчетом.

Участок стенки над опорой в составных и прокатных балках должен быть укреплен опорными ребрами. Их рассчитывают на продольный изгиб из плоскости балки как стойку, нагруженную опорной реакцией. В расчетное сечение этой стойки включают опорные ребра и полосу стенки балки шириной до 15δ с каждой стороны ребра. Расчетную длину стойки принимают равной высоте стенки балки. Выступающие части опорных ребер должны быть плотно пригнаны или приварены к нижнему поясу балки и рассчитаны на передачу полных опорных реакций.

В подкрановых балках поясные швы следует выполнять автоматической сваркой. Верхние поясные швы следует выполнять с проваром на всю толщину стенки (рис. 10.13, *а*). При этом сварной шов считается равнопрочным со стенкой. Прочность стенки должна быть проверена по формулам

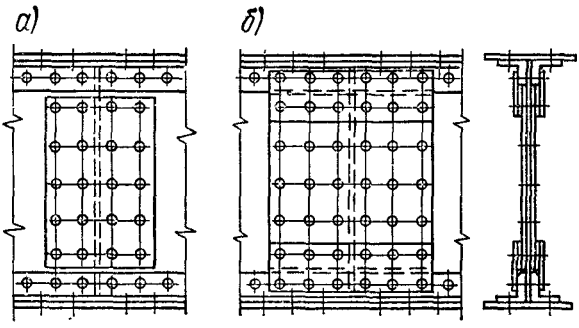
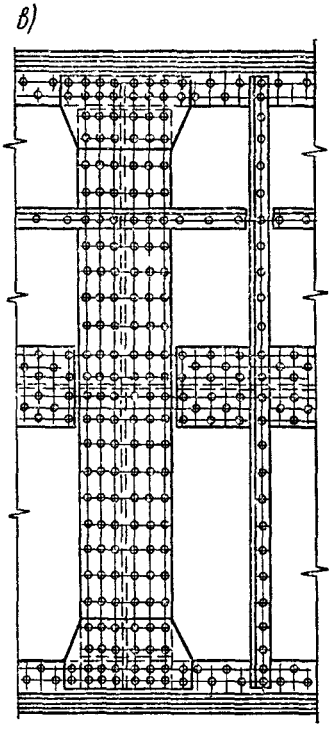


Рис. 10.14. Заводские стыки клепаных балок

а — вертикальный стык стенки двумя накладками в пределах между кромками поясных уголков; *б* — то же, с накладками, перекрывающими поясные уголки и стыковые накладки стенки; *в* — вертикальный и горизонтальный стыки стенки, перекрываемые двойными накладками



(10.15). Сварные швы, соединяющие стенку балок с нижним поясом, а также заклепочные соединения клепаных балок рассчитывают по указаниям СНиП II-В.3-72.

Пояса сварных балок проектируют, как правило, из одного листа.

В сварных балках пролетом более 12 м рекомендуется в целях уменьшения расхода стали изменять сечение поясных листов согласно огибающей эпюре моментов, что достигается в верхнем поясе уменьшением его ширины, а в нижнем поясе уменьшением либо ширины, либо толщины поясных листов.

Стыки стенок и поясов сварных балок следует располагать на участках с не полностью использованной несущей способностью и делать их встык прямыми швами (рис. 10.13, *б*, *в*). Все швы встык должны быть двусторонними или с подваркой корня шва.

В сварных балках во избежание концентрации напряжений, увеличивающих опасность хрупкого разрушения, необходимо соблюдать следующие конструктивные мероприятия.

Торцы ребер жесткости у поясов балок и в местах пересечения должны иметь скосы 40×60 мм с большим катетом, расположенным вдоль стенки балки (см. рис. 10.11); стыки стенок сварных балок должны быть удалены от ребер жесткости не менее чем на десять толщин стенки (рис. 10.13, *в*).

Поверхность швов встык рекомендуется зачищать заподлицо с основным металлом; в местах пересечения стыковых швов стенки с ребрами жесткости швы, прикрепляющие ребра к стенке, обрывают, не доводя до стыкового шва на 40—50 мм. В стыках поясов разной ширины, а также разной толщины, если разница толщин превышает 4 мм, или $^1/_8$ толщины более тонкого листа, необходимо устраивать скосы для плавного перехода ширины или толщины и делать их не круче 1 : 5 (рис. 10.13, *г*). Применение прерывистых швов не допускается.

Разделку кромок под сварку следует назначать согласно ГОСТу на сварные соединения с учетом способа сварки, толщины свариваемых деталей, положения швов в пространстве.

Размеры и форма свариваемых угловых швов должны удовлетворять следующим требованиям:

а) толщина угловых швов $h_ш$ должна быть не менее 4 мм и не более 1,2δ, где δ — наименьшая толщина соединяемых элементов;

б) в зависимости от толщины свариваемых деталей толщину угловых швов $h_ш$ следует принимать не менее значений, указанных в табл. 48 СНиП II-В.3-72;

в) наибольшая расчетная длина флангового шва должна быть не более $60\,h_ш$, за исключением сопряжений, в которых усилие, воспринимаемое фланговым швом, возникает на всем его протяжении; в последнем случае длина флангового шва не ограничивается.

Изменение сечения клепаных подкрановых балок производится по огибающей

эпюре моментов вследствие обрыва горизонтальных листов, при этом в нижнем поясе назначают обрывы листов, а в верхнем поясе листы либо не обрывают, либо заменяют их за местами обрыва узкими подкладками, укладываемыми под подошву рельса. Обычно подкладки в расчетные сечения балки не вводят, так как конструктивно трудно их соединять с поясом балки и выполнять стыки. Обрываемые листы пояса должны быть продолжены за расчетное место обрыва на длину, достаточную для размещения заклепок из расчета половины усилия, которое может быть воспринято сечением листа. Каждый лист на участке между фактическим местом его обрыва и местом обрыва предыдущего листа должен быть прикреплен из расчета на полное усилие, которое может быть воспринято сечением листа.

В креплениях одного элемента к другому через прокладки, а также в креплениях с односторонней накладкой число заклепок должно быть увеличено на 10% против полученного по расчету.

При проектировании заводских стыков клепаных балок рекомендуется: на участках с не полностью использованной несущей способностью балки вертикальный поперечный стык стенки перекрывать двойными листовыми накладками в пределах расстояния между кромками поясных уголков (рис. 10.14, *а*); на участках с полностью использованной несущей способностью балки вертикальный стык стенки следует перекрывать средними накладками в пределах расстояния между кромками поясных уголков и крайними накладками, перепускаемыми на средние накладки (рис. 10.14, *б*). В этом случае при толщине средних накладок, меньшей, чем толщина поясных уголков, зазор между накладками заполняется прокладками. Продольные стыки вертикальных листов перекрывают парными накладками (см. рис. 10.14, *а*), толщину каждой из накладок принимают не менее 0,6 толщины стенки.

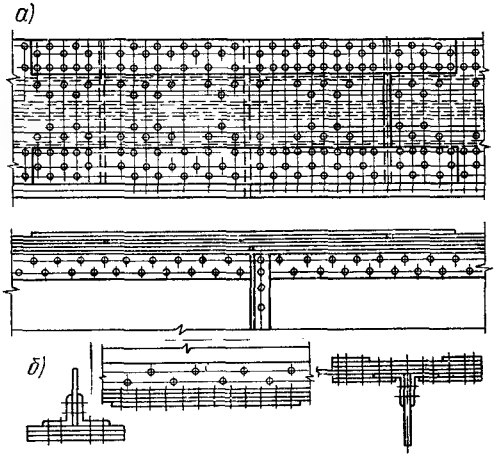


Рис. 10.16. Заводские ступенчатые стыки клепаных балок

а — листов верхнего пояса; *б* — листов нижнего пояса; *1* — стыковые накладки

Стыки поясных уголков следует, как правило, перекрывать накладками из уголков того же сечения со скошенными обушками (рис. 10.15, *а*). При просверливании отверстий на многошпиндельных сверлильных станках допускается перекрывать поясные уголки накладками из полосы (рис. 10.15, *б*). Стыки поясных листов необходимо перекрывать листовыми накладками; листы поясов верхнего пояса рекомендуется перекрывать парными узкими накладками (вне пределов подошвы крайнего рельса), а стыки листов нижнего пояса — накладками на всю ширину основных листов.

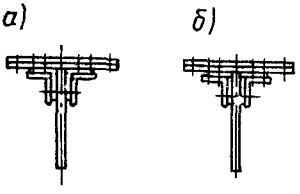


Рис. 10.15. Стыки поясных уголков клепаных балок

а — с накладками из уголков со скошенными обушками; *б* — с накладками из полос

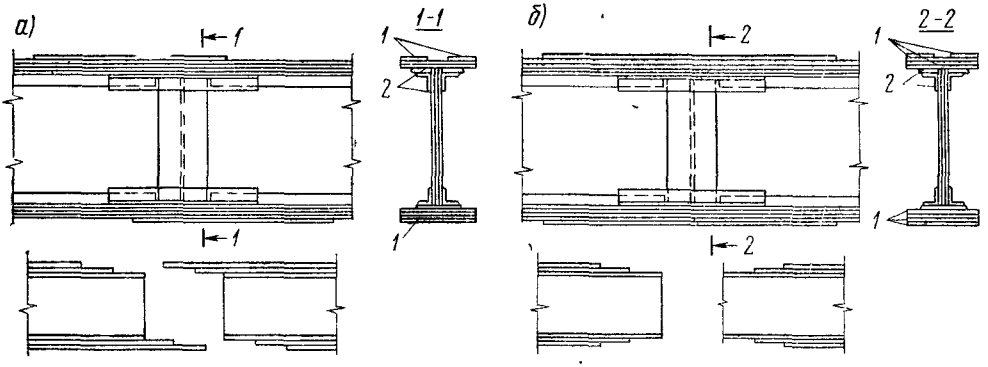


Рис. 10.17. Схемы совмещенных монтажных стыков клепаных балок с расположением обрывов листов в ступенчатом порядке

а — по диагонали; *б* — симметрично; *1* — стыковые накладки; *2* — прокладки

При наличии листового пакета рациональио устройство ступенчатых стыков (рис. 10.16, *а*). Пример заводского стыка листов нижнего пояса показан на рис. 10.16, *б*.

Укрупнительные и монтажные стыки рекомендуется проектировать совмещенными; эти стыки устраивают таким образом, чтобы монтажные элементы можно было соединить без сложных заводок (вилок). Обрезы листов следует располагать в ступенчатом порядке либо по диагонали (рис. 10.17, *а*), либо симметрично (рис. 10.17, *б*). Рациональнее стыки первого типа, для которых требуется меньше монтажной клепки. Отдельные элементы подкрановой балки в монтажных стыках предпочтительно перекрывать следующим образом: стенки — листовыми накладками; поясные уголки — уголковыми накладками (коротышами), располагаемыми поверх накладок на стенках, причем поясные уголки доводят только до накладок на стенках, а в плоскости горизонтальных полок поясных уголков устанавливают две прокладки; поясные листы перекрывают парными узкими накладками по верхнему поясу и одиночными широкими накладками по нижнему поясу.

10.6. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПОДКРАНОВЫХ ФЕРМ

Решетчатые подкрановые балки могут быть решены в виде шпренгельной балки (рис. 10.18, *а*), подкрановой фермы (рис.

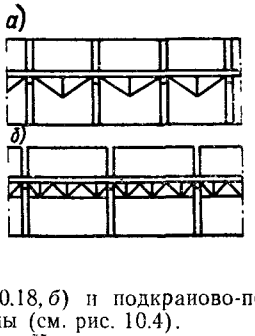


Рис. 10.18. Схемы подкрановых ферм

а — шпренгельной; б — многопанельной

10.18, *б*) и подкраново-подстропильной фермы (см. рис. 10.4).

Конструкция шпренгельной балки состоит из балки жесткости (верхнего пояса), центральной стойки и шпренгеля (нижнего пояса).

Для повышения устойчивости балки шпренгель рекомендуется центрировать на нижнюю грань балки жесткости. Применение шпренгельных балок с числом стоек более одной в качестве подкрановых не рекомендуется ввиду малой жесткости таких балок в вертикальной плоскости при односторонней нагрузке. Исходя из наибольшего размера панели (около 3 м) максимальный пролет шпренгельной балки получается 6 м; при таких пролетах применение сквозных балок выгодно только при кранах малой грузоподъемности (5 т). Таким образом, область применения шпренгельных балок очень ограничена. В последние годы шпренгельные балки практически не применяются.

Подкрановые фермы (см. рис. 10.3, *б*) проектируют с параллельными поясами, с треугольной схемой решетки, с дополнительными стойками. При такой схеме решетки масса подкрановой фермы на 10% меньше массы аналогичных ферм, имеющих раскосную решетку при одинаковых высоте и нагрузках. Фермы со сложной системой решетки, например со шпренгелями, уменьшающими длину панели верхнего пояса, применять не рекомендуется ввиду значительных дополнительных напряжений от жесткости узлов. Высоту подкрановых ферм следует назначать в пределах $^1/_5$—$^1/_7$ пролета при пролетах 12—18 м и $^1/_7$—$^1/_{10}$ пролета при пролетах 24—36 м (где меньшие величины относятся к бо́льшим пролетам ферм).

Длину панели подкрановой фермы рационально назначать приблизительно равной высоте фермы, но не более 3 м с тем, чтобы можно было подобрать сечение верхнего пояса из прокатного широкополочного двутавра или стандартного двутавра, усиленного горизонтальным листом или двумя уголками (см. рис. 10.7, *е*, *ж*). Нижний пояс — из широкополочного тавра или из уголков; для элементов решетки рекомендуются спаренные уголки.

Расчет подкрановой фермы, представляющей собой статически неопределимую систему с числом неизвестных n—1 (где n — число панелей верхнего пояса), точными методами строительной механики достаточно трудоемок; его следует выполнять с применением ЭВМ. Предварительное определение геометрических характеристик элементов подкрановых ферм может производиться путем сопоставления с ранее запроектированными подобными фермами или, если такой возможности нет, используют более простые приближенные методы расчета, получая затем путем последовательных приближений окончательные значения усилий и размеры сечений элементов фермы.

Высота подкраново-подстропильных ферм определяется габаритом крана и высотой стропильной фермы на опоре, но должна быть не менее $^1/_8$ пролета, причем верхний пояс подкраново-подстропильной фермы принимается в одном уровне с верхним поясом стропильных конструкций. Длину панели назначают в пределах $(0{,}8—1{,}3)h$ кратной 3 м. В узлах ферм коробчатый жесткий пояс усиливают диафрагмами из листа; в сечениях между узлами для обеспечения неизменяемости контура коробки диафрагмы могут быть сквозными или сплошными. Расстояние между диафрагмами принимают 3, 4 или 6 м.

Для подкраново-подстропильных ферм под краны большой грузоподъемности (свыше 250 т) изменение отношения высоты фермы к длине пролета H/l в достаточно широких пределах (от 0,2 до 0,45) незначительно влияет на относительное изменение расхода стали (рис. 10.19). Приведенный на рис. 10.19 график составлен для пролета 24 м. При бо́льших пролетах указанная закономерность сохраняется.

Проверку несущей способности балок жесткости ездовых поясов подкрановых и

подкраново-подстропильных ферм следует производить по формулам (10.14) — (10.17) и по данным табл. 10.11; проверку сечений остальных элементов подкрановых и подкраново-подстропильных ферм — по указаниям главы 4. При внецентренно-при-

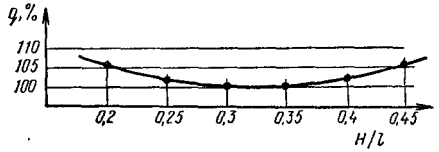


Рис. 10.19. График изменения расхода стали на подкраново-подстропильные фермы в зависимости от отношения высоты фермы H к пролету l

ложенной нагрузке в расчете ППК следует учитывать изгиб стержней решетки.

Прогибы подкрановых и подкраново-подстропильных ферм рекомендуется вычислять точными методами с использованием ЭВМ. Для приближенных подсчетов можно пользоваться формулой

$$f = \frac{Ml^2}{8EJ_ф}, \qquad (10.21)$$

где M — изгибающий момент в середине пролета от вертикальной нормативной нагрузки без учета коэффициента динамич-

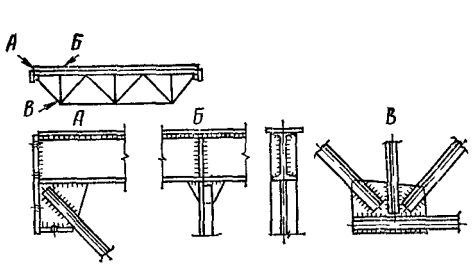


Рис. 10.20. Сварные узлы подкрановых ферм

ности; l — расчетный пролет фермы; $J_ф$ — момент инерции поясов фермы относительно нейтральной оси фермы в середине пролета.

Элементы решетки подкрановых ферм следует присоединять к поясам с помощью фасонок толщиной не менее 10 мм. Крепление фасонок к верхним поясам должно быть выполнено с полным проваром на всю толщину фасонок. Начало и конец сварного шва, прикрепляющего фасонку к поясу, должны быть зачищены для плавного перехода от фасонки к поясу. Элементы решетки рекомендуется центрировать на нижнюю грань верхнего пояса. Подкрановые фермы проектируют сварными, рекомендуемые типы сварных узлов показаны на рис. 10.20. В узлах примыкания решетки к верхнему поясу стенку пояса укрепляют парными ребрами жесткости.

Стыки элементов верхнего пояса проектируют встык без накладок, располагая их на участках с не полностью использованной несущей способностью.

Монтажные соединения элементов ППК выполняются обычно на высокопрочных болтах. Монтажные стыки балок жесткости должны быть расположены в наименее напряженных местах и выполнены на сварке встык.

10.7. ОПИРАНИЕ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК И ФЕРМ НА КОЛОННЫ

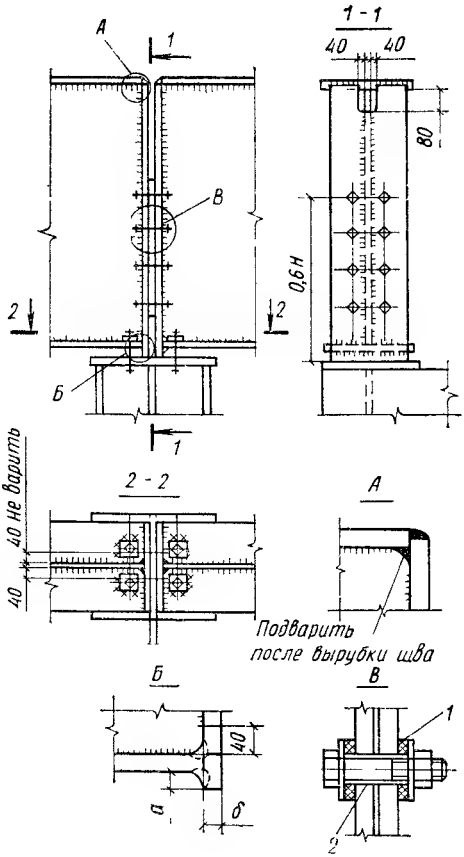
Подкрановые балки и фермы следует опирать на колонны с центрированной передачей опорного давления через опорные ребра, имеющие строганые поверхности, или через опорные прокладки, приваренные к нижнему поясу (рис. 10.21, 10.22). Вырезы в верхней части ребер (вид *I—I*) делают в балках для зданий с тяжелым режимом работы. Во избежание повреждения болтового соединения балок между собой болты размещают на расстоянии не более 0,6 высоты балки (см. рис. 10.21). Опирание неразрезных балок на стальные колонны в зданиях с тяжелым режимом работы показано на рис. 10.23. При опирании стальных подкрановых балок на железобетонные колонны (рис. 10.24) плиты и анкерные болты в консолях этих колонн, предусмотренные под железобетонные подкрановые балки, должны быть заменены плитами и анкерами под стальные подкрановые балки. Размеры опорных плит принимаются в соответствии с опорными давлениями подкрановых балок. Анкеровка опорных плит в колоннах связевых панелей должна воспринимать горизонтальные усилия от торможения и ветра. Опорные плиты должны иметь риски для фиксации положения подкрановых балок.

При опирании подкрановых балок на колонны в связевой панели усилия воспринимаются монтажными швами, размеры которых определяют расчетом. Конструкция опорного узла в связевых панелях при опирании на стальные колонны показана на рис. 10.25, *а*; при опирании на железобетонные колонны — на рис. 10.25, *б*.

Конструкция опирания тяжелых клепаных подкрановых балок с передачей давления через ребра, приторцованные к поясным уголкам, показана на рис. 10.26.

Опирание смежных подкрановых балок разной высоты выполняется либо путем устройства опорных столиков на торце более высокой балки (рис. 10.27, *а*), либо путем развития опорного сечения низкой балки (рис. 10.27, *б*).

Температурные швы подкрановых балок обычно конструируют на парных колоннах. В местах расположения температурных швов подкрановые балки следует проектировать консольными (рис. 10.28, *а*). Опорные узлы в температурных швах подкрановых ферм выполняют с помощью специальных вкладышей (рис. 10.28, *б*). Сечение вкладышей принимают такое же, как и верхнего пояса (балки жесткости).



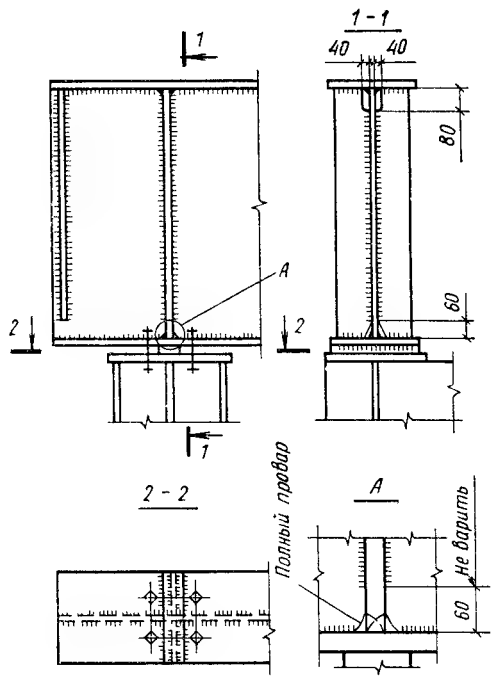


Рис 10.22. Опирание концевой (температурной) балки на стальную колонну

Рис. 10 21. Опирание разрезных подкрановых балок на стальные колонны
1 — амортизатор, 2 — распорная втулка

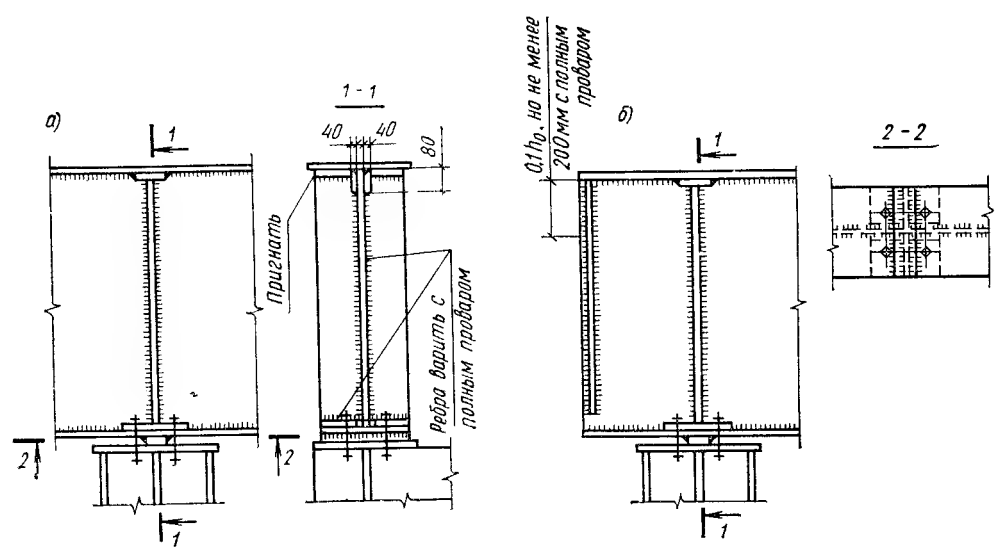


Рис 10 23 Опирание неразрезной балки на стальные колонны в зданиях с тяжелым режимом работы

а — промежуточная опора, б — концевая (температурная) опора

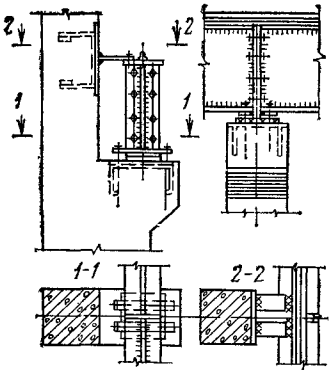


Рис. 10.24. Опирание подкрановых балок на железобетонные колонны

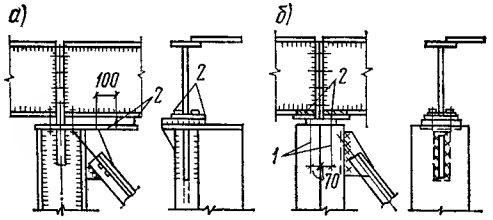


Рис. 10.25. Опирание подкрановых балок на колонны связевых панелей

а — на стальные колонны *б* — на железобетонные колонны, *1* — анкерные болты; *2* — швы по расчету

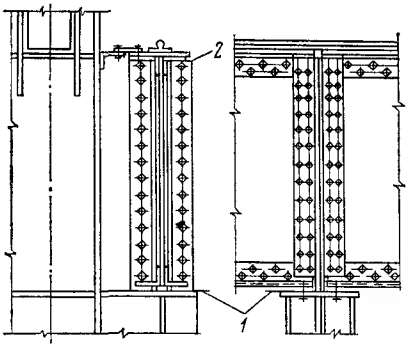


Рис. 10.26. Конструкция опирания тяжелой клепаной подкрановой балки

1 — торцы опорных уголков строганые, *2* — при торцованные полки опорных уголков пригнаны

10.8 РАСХОД СТАЛИ НА ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ И ФЕРМЫ

В табл 10 17 приведен ориентировочный расход стали на сварные подкрановые балки и фермы пролетами 6 и 12 м из стали С38/23 для кранов грузоподъемностью до 50 т без учета массы тормозных конструкций, крановых рельсов и креплений При подсчете массы неразрезных подкрановых

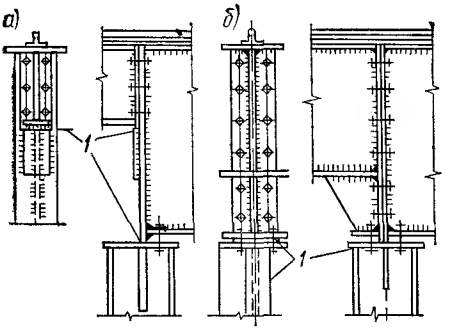


Рис. 10.27. Сопряжение подкрановых балок разной высоты

а — опирание низкой балки на столик высокой балки, *б* — развитие опорной части более низкой балки, *1* — торцы опорных ребер строганые

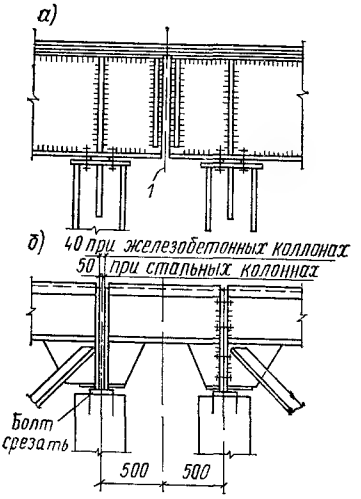


Рис. 10.28. Температурные швы

а — сплошных подкрановых балок; *б* — решетчатых подкрановых балок, *1* — ось температурного шва

Таблица 10 17 **Ориентировочные массы подкрановых балок из стали класса С38/23 под краны грузоподъемностью 5—50 т**

Пролет балки, м	Грузоподъемность крана, т	Масса подкрановых балок, т		Масса ферм, т
		разрезных	неразрезных	
6	5	0,48	0,42	—
	10	0,57	0,49	—
	15	0,72	0,6	—
	15/3	0,74	0,61	—
	20/5	0,76	0,64	—
	30/5	1,09	0,9	—
	50/10	1,49	1,32	—
12	5	1,47	1,29	1,01
	10	1,81	1,58	1,41
	15	2,32	2,07	1,64
	15/3	2,4	2,14	1,75
	20/5	2,55	2,27	2
	30/5	3,27	2,96	2,64
	50/10	4,32	3,82	3,69

Таблица 10.18. Ориентировочные массы подкрановых балок под краны грузоподъемностью 80—320 т

Пролет балки, м	Грузоподъемность крана, т	Масса подкрановых балок, т			
		разрезных из стали класса		неразрезных из стали класса	
		С38/23	С44/29	С38/23	С44/29
6	80/20	1,26	1,09	1,09	0,87
	100/20	1,35	1,24	1,12	0,94
	125/20	1,43	1,2	1,18	1,0
	250/32	2,09	1,71	1,65	1,38
	320/32	2,43	1,9	2,1	1,8
12	80/20	4,13	3,7	3,71	2,74
	100/20	4,85	4,09	3,81	3
	125/20	5,77	4,63	4,39	3,42
	250/32	8,52	6,6	6,65	5,1
	320/32	9,61	7,42	6,21	5,21
18	80/20	8,32	6,89	6,69	6,05
	100/20	9,94	7,95	7,68	5,52
30	100/20	25,29	23,26	19,32	16,8
	250/30	48,8	39,47	37,24	29,47
	320/32	53,48	44,72	42,28	34,79
36	200/32	—	—	—	68,6

Примечание. При балках из стали класса С44/29 или при бистальных балках указанные в таблице массы подкрановых балок следует умножать на коэффициент α, равный: для балок пролетом 6 м — разрезных 0,86, неразрезных 0,94; для балок пролетом 12 м — разрезных 0,88, неразрезных 0,86; для подкрановых ферм 0,83.

балок принята масса среднего пролета балки.

В табл. 10.18 приведен ориентировочный расход стали на разрезные и неразрезные сварные балки под некоторые тяжелые краны. Для неразрезных балок показана масса балки на один пролет исходя из средней массы 1 м балки.

10.9. ТОРМОЗНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. СВЯЗИ

Тормозные конструкции при кранах грузоподъемностью до 80 т и пролете балок 12 м и более рекомендуется проектировать решетчатыми. При кранах грузоподъемностью 100 т и выше, а также в зданиях с тяжелым режимом работы независимо от грузоподъемности кранов и в зданиях, где, по правилам Госгортехнадзора, требуются проходы вдоль подкрановых путей, тормозные конструкции проектируют сплошными в виде тормозных балок.

В зданиях, возводимых в районах с расчетной зимней температурой —40° С и ниже, тормозные конструкции должны быть сплошного сечения.

При кранах грузоподъемностью до 50 т и пролете балок 6 м в зданиях с обычным режимом работы и при отсутствии проходов вдоль подкрановых путей рекомендуется для восприятия усилия от поперечного тор-

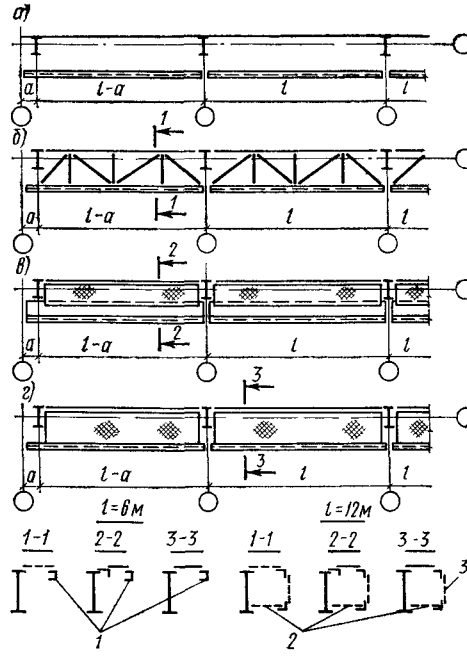


Рис. 10.29. Подкрановые конструкции по крайним рядам колонны

а — без тормозных конструкций; *б* — с тормозными фермами; *в* — с тормозными балками из гнутых листов и рифленого настила; *г* — то же, из рифленого настила; *1* — вспомогательная балка — швеллер; *2* — горизонтальная ферма; *3* — вспомогательная вертикальная ферма

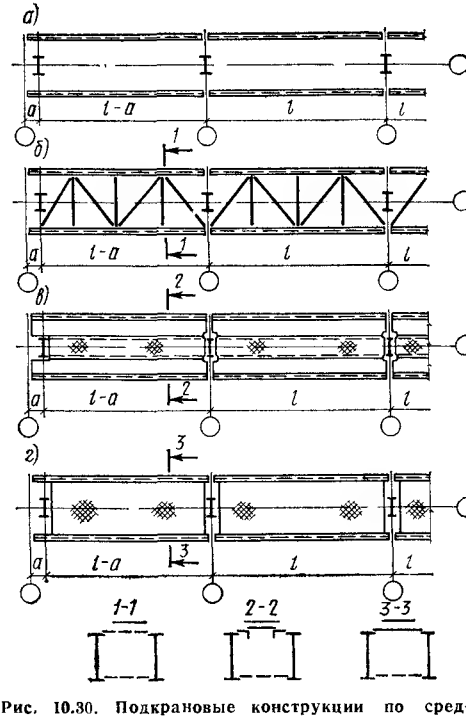


Рис. 10.30. Подкрановые конструкции по средним рядам колонн

а — без тормозных конструкций; *б* — с тормозными фермами; *в* — с тормозными балками из гнутых листов рифленого настила; *г* — то же, из рифленого настила

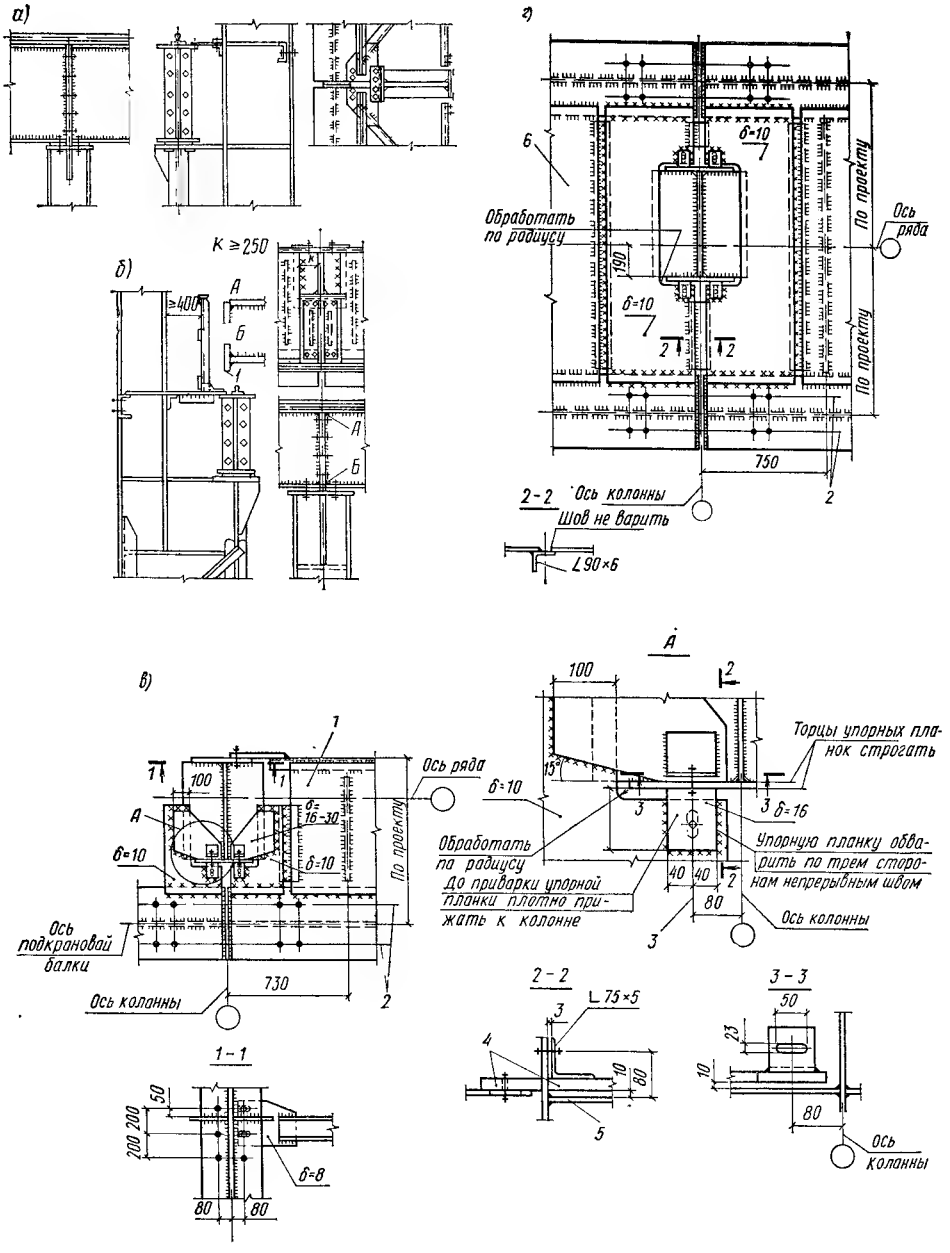


Рис. 10.31. Сопряжение разрезных подкрановых конструкций с колоннами в уровне верхнего пояса

а — при тормозной ферме; *б* — при тормозной балке; *в* — вариант сопряжения по крайнему ряду; *г* — то же, по среднему ряду; *1* — стальной лист; *2* — отверстия для крепления кранового рельса; *3* — овальное отверстие 23×50 в листе 6×10; *4* — упорные планки; *5* — ребро колонны; *6* — рифленая сталь

можения принимать верхний пояс балки развитого сечения без устройства тормозных конструкций.

При расположении подкрановых балок вдоль колонн крайних рядов поясами тормозной балки (фермы) являются верхний пояс подкрановой балки и специальный наружный пояс (обычно из одного швеллера) (рис. 10.29). Пояса тормозной балки соединяют в случае решетчатых балок решеткой (рис. 10.29, *б*), в случае сплошных балок — листом (рис. 10.29, *в*, *г*). При расположении подкрановых балок вдоль колонн средних рядов (рис. 10.30) поясами тормозной балки служат верхние пояса подкрановых балок, соединенные между собой решеткой или листом. Решетку тормозных балок рекомендуется проектировать треугольной,

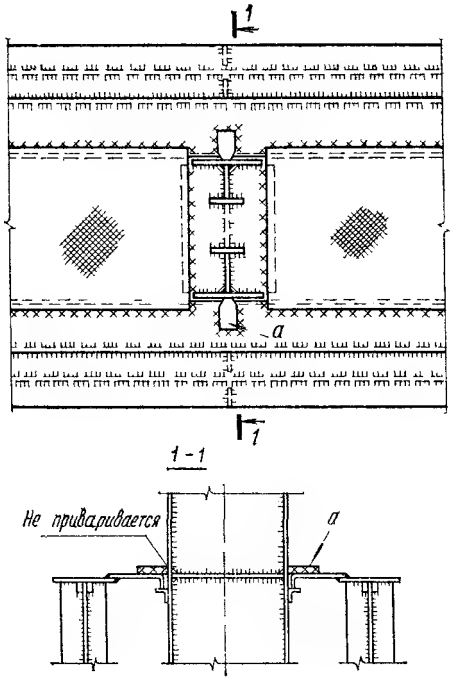


Рис 10.32 Сопряжение неразрезных подкрановых конструкций с колонной в уровне верхнего пояса

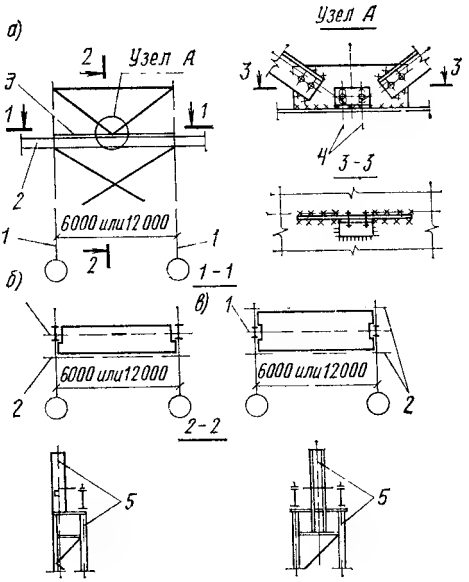


Рис 10.34. Крепления вертикальных связей по колоннам к тормозному листу

а — схема вертикальных связей по колоннам, *б* — крайний ряд, *в* — средний ряд, *1* — оси колонн, *2* — подкрановые балки, *3* — лист тормозной конструкции, *4* — продольные отверстия 50×23, *5* — плоскость вертикальных связей

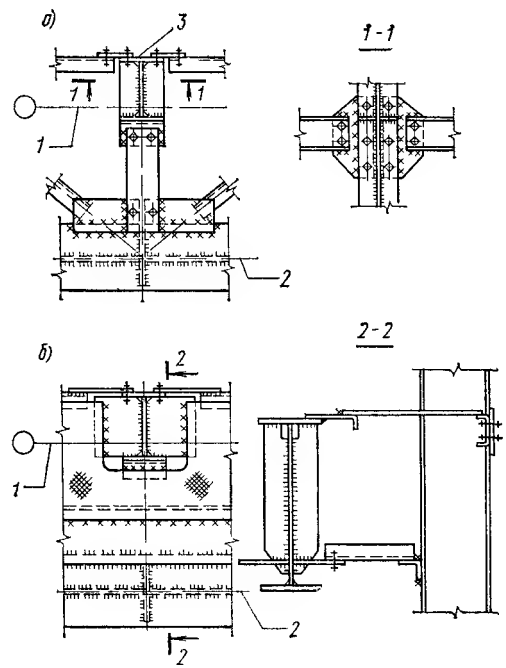


Рис 10.33. Крепление стойки фахверка к тормозным конструкциям

а — к тормозной ферме, *б* — к тормозной балке, *1* — разбивочная ось, *2* — подкрановая балка, *3* — стойка фахверка

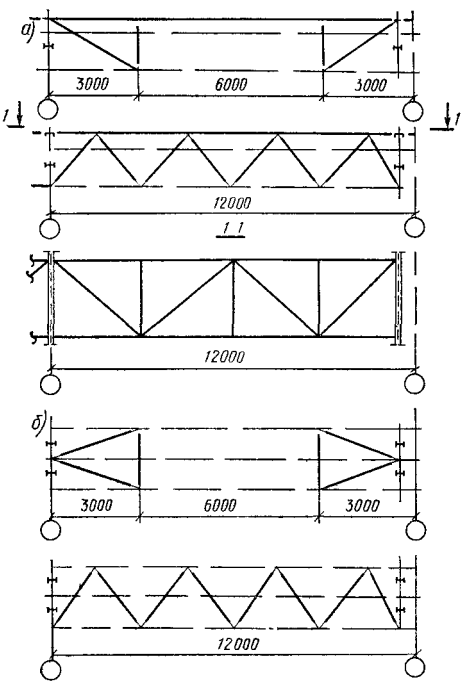


Рис. 10.35. Схемы связей по нижним поясам подкрановых балок

а — по крайнему ряду колонн, *б* — по среднему ряду колонн

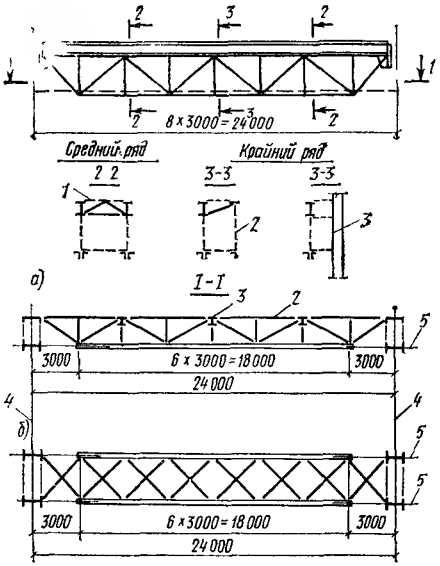


Рис 10.36. Схемы связей по подкрановым фермам

а — по крайнему ряду; *б* — по среднему ряду, *1* — тормозная ферма (балка); *2* — вспомогательная ферма; *3* — стойка фахверка, *4* — ось колонны; *5* — ось подкрановой фермы

преимущественно с дополнительными стойками (рис. 10.30, *б*). Угол наклона раскосов к поясу назначают в пределах 35—45°. Следует стремиться к возможно большей компактности узлов сквозных тормозных ферм, допуская центрирование элементов решетки даже на кромку верхнего пояса подкрановой балки. Фасонки тормозных ферм приваривают двумя продольными швами

Стенки тормозных балок обычно выполняют составного сечения: из гнутого листа и рифленого настила (рис. 10.29, *в* и 10 30, *в*). В зданиях с обычным режимом работы можно выполнять стенки тормозных балок только из рифленого настила (рис. 10.29, *г* и 10 30, *г*) с ребрами жесткости из полосовой стали, расположенными примерно через 1,5 м по длине балки. Ширину ребра необходимо принимать не менее 65 мм, толщину — не менее 6 мм. Крепление листов к подкрановым балкам и колоннам выполняют сплошными швами с подваркой снизу потолочными швами. Вырезы в листах тормозных балок для пропуска лестниц, трубопроводов и т. п. окаймляют ребрами (из полосы или уголков). Ослабленное сечение должно быть проверено расчетом на прочность от воздействия горизонтальных сил. Конструкция примыкания тормозных балок к колоннам должна обеспечивать передачу усилий от поперечного торможения на колонну Примеры сопряжения разрезных подкрановых конструкций с колоннами в уровне верхнего пояса показаны на рис. 10 31. Пример сопряжения неразрезных подкрановых конструкций с колонной в уровне верхнего пояса приведен на рис. 10 32.

Крепление разрезных подкрановых конструкций к колоннам в уровне верхнего пояса рекомендуется с помощью деталей, передающих поперечные тормозные и распорные воздействия кранов, но не препятствующих перемещению верха балок вдоль их осей (см. схему деформаций на рис. 10.5).

При пролетах подкрановых балок крайнего ряда 12 м и более необходимо стойки фахверка крепить к тормозным конструкциям (рис. 10.33).

Передачу сил продольного торможения кранов и ветровой нагрузки с торца здания осуществляют в связевой панели (рис. 10.34). При этом независимо от конструктивного решения тормозных конструкций и даже при их отсутствии (при пролетах балок 6 м) в связевой панели устанавливают сплошной лист, к которому прикрепляют надкрановые связи (узел *А* на рис. 10.34). Крепления низа подкрановых балок к колоннам в связевой панели приведены на рис. 10.25.

В зданиях с тяжелым режимом работы при пролете балок 12 м и более следует проектировать горизонтальные связи по нижним поясам балок (рис. 10.35). Развязка нижних поясов балок требуется (независимо от режима здания и пролета балок), если гибкость их превышает 150. Вертикальные связи по балкам предусматривают при блочном монтаже подкрановых конструкций или в случае, когда необходимо обеспечить пространственную работу подкрановых конструкций.

Схемы расположения горизонтальных связей по нижним поясам подкрановых ферм и вертикальных связей по балке жесткости приведены на рис. 10.36.

Стрелка прогиба тормозных балок в зданиях с тяжелым режимом работы не должна превышать 1/2000 пролета балки При определении прогиба силы поперечного торможения $T_{н}^{п}$ распределяются между противоположными тормозными балками одного пути пропорционально их жесткостям с учетом смещения колонн на уровне тормозных балок; при этом на менее жесткую балку передается не менее 30% полной силы торможения. Прогиб тормозных балок можно определять по формуле (10 19), где σ — напряжение от приходящейся на рассчитываемую тормозную балку части нагрузки $T_{н}^{п}$, а коэффициент $k=1$.

10.10 КРАНОВЫЕ РЕЛЬСЫ, КРЕПЛЕНИЯ И СТЫКИ. УПОРЫ

Для подкрановых путей рекомендуется применять специальные крановые рельсы по ГОСТ 4121—76 или железнодорожные (для дорог широкой колеи) Рекомендуемые типы рельсов под краны различной грузоподъемности приведены в ГОСТах на мостовые краны. При специальных кранах типы рельсов принимаются на основании технологических заданий и по данным заводов — изготовителей кранов.

Крепления рельсов к подкрановым балкам должны быть разъемными (подвижными). Крепление железнодорожных рельсов

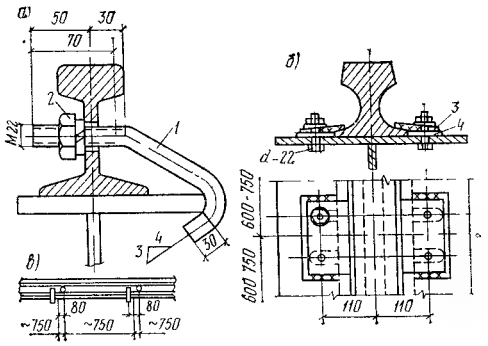


Рис. 10.37. Крепление рельсов

а — крюками; *б* — планками, *в* — расположение крюков по длине рельса; *1* — крюк диаметром 22 мм, *2* — пружинная шайба; *3* — планка; *4* — подкладка

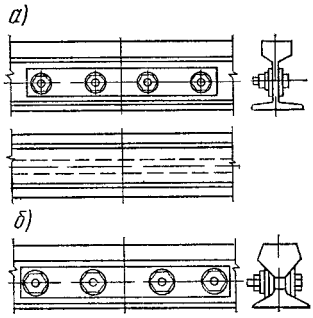


Рис. 10.38. Нормальные стыки рельсов

а — железнодорожных; *б* — специальных

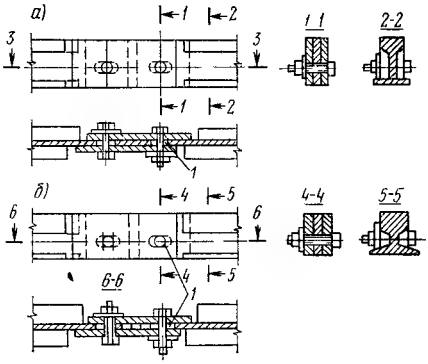


Рис. 10.39. Температурные стыки рельсов

а — железнодорожных; *б* — крановых; *1* — продольные (овальные) отверстия

производится парными крюками из круглых стержней диаметром 22 м с пружинными шайбами; крюки проходят через отверстия в стенке рельса и захватывают кромки верхнего пояса подкрановой балки (рис. 10.37, *а*). Специальные рельсы крепятся посредством планок с подкладками; планки имеют круглые отверстия и соединяются с балкой болтами диаметром 22 мм, а подкладки имеют овальные вырезы, которые позволяют рихтовать рельс упором подкладок. После рихтовки рельсов плотно прижатые к ним подкладки приваривают к планкам (рис. 10.37, *б*). Расстояние между крюками и планками принимается 750 мм.

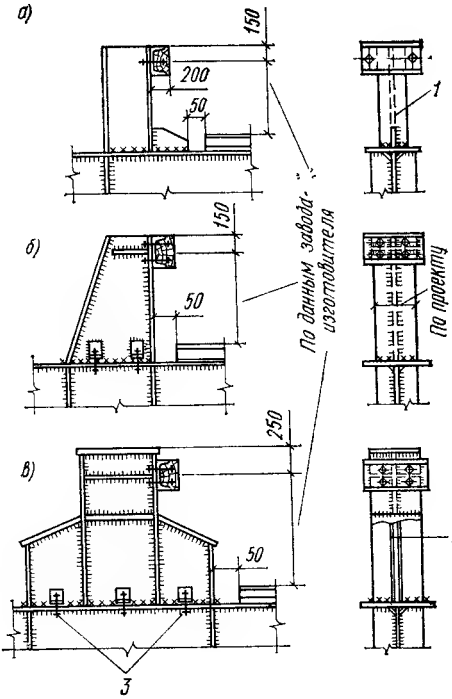


Рис. 10.40. Упоры для кранов разной грузоподъемности

а — до 30 т (тяжелый режим) и до 50 т (легкий и средний режим); *б* — до 250 т; *в* — более 250 т; *1* — прокатный двутавр; *2* — прорезь в листе; *3* — установочные болты

Конструкция стыков рельсов должна обеспечивать плавный переход колес на стыкуемых участках пути. Рекомендуемые конструкции промежуточных (нормальных) стыков показаны на рис. 10.38. Железнодорожные рельсы стыкуют с помощью накладок (рис. 10.38, *а*), используя заводские овальные отверстия. Специальные рельсы стыкуют также с помощью накладок (рис. 10.38, *б*).

В зданиях с тяжелым режимом работы применяют сварные стыки рельсов. Стыки должны быть расположены на расстоянии не менее 1500 мм от оси колонны.

Температурные стыки крановых рельсов должны быть размещены в местах сопряжения температурных блоков здания. Конструкции температурных стыков железнодорожных и специальных крановых рельсов показаны на рис. 10.39. Температурные перемещения крановых рельсов обеспечиваются благодаря продольным отверстиям.

Упоры для кранов устраивают по концам подкранового пути для фиксации предельного положения кранов. Их располагают в соответствии с технологическим зада-

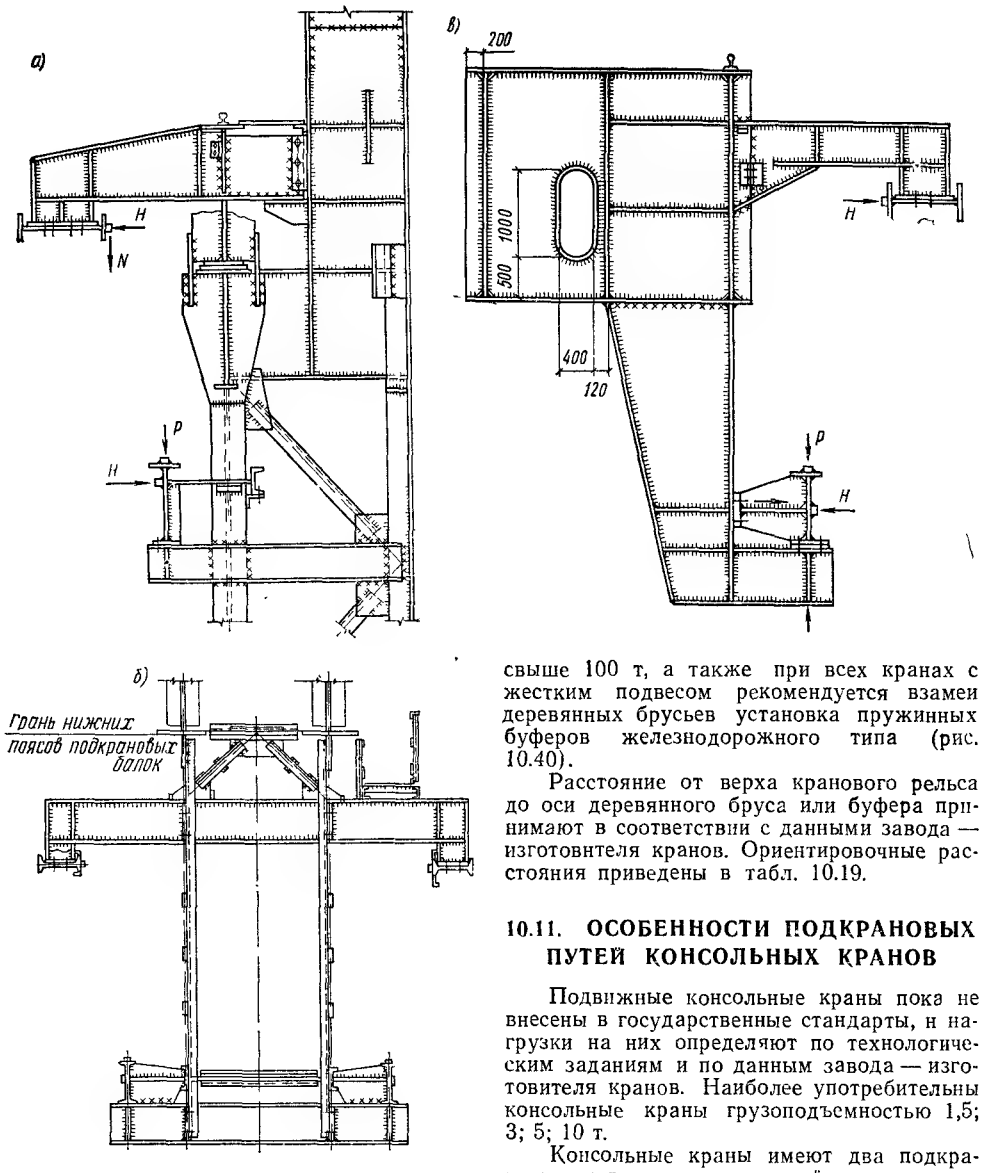


Рис. 10.41. Крепление консольных кранов

а — к колонне; *б* — к блоку подкрановых балок; *в* — к подкраново-подстропильной конструкции

нием. В целях смягчения возможных ударов к передней части упора следует прикреплять деревянный брус на уровне буферов кранового моста. В зданиях с тяжелым режимом работы при кранах грузоподъемностью

Таблица 10.19. **Ориентировочные расстояния от верха кранового рельса до оси деревянного бруса или буфера упора**

Грузоподъемность крана, т	5	10	15	20	30	50	80 и более
Расстояние, мм	700	725	835	835	1040	1060	1200

свыше 100 т, а также при всех кранах с жестким подвесом рекомендуется взамен деревянных брусьев установка пружинных буферов железнодорожного типа (рис. 10.40).

Расстояние от верха кранового рельса до оси деревянного бруса или буфера принимают в соответствии с данными завода — изготовителя кранов. Ориентировочные расстояния приведены в табл. 10.19.

10.11. ОСОБЕННОСТИ ПОДКРАНОВЫХ ПУТЕЙ КОНСОЛЬНЫХ КРАНОВ

Подвижные консольные краны пока не внесены в государственные стандарты, и нагрузки на них определяют по технологическим заданиям и по данным завода — изготовителя кранов. Наиболее употребительны консольные краны грузоподъемностью 1,5; 3; 5; 10 т.

Консольные краны имеют два подкрановых пути: горизонтальный и вертикальный. Расчет и конструирование этих путей практически не отличаются от расчета и конструирования сплошных подкрановых балок под мостовые краны. На рис. 10.41 показаны примеры крепления подкрановых путей консольного крана к колонне, балок консольного крана к блоку подкрановых балок по среднему ряду колонн большого производственного здания и к подкраново-подстропильной конструкции.

10.12. ПУТИ ПОДВЕСНОГО ПОДЪЕМНО-ТРАНСПОРТНОГО ОБОРУДОВАНИЯ

Подвесные пути устраивают в производственных зданиях для передвижения по ним электрических или ручных кранов, талей и кошек. Эти пути выполняют обычно

из прокатных двутавров типа М по ГОСТ 19425—74.

Пути подвесного подъемно-транспортного оборудования, как правило, подвешены к несущим конструкциям покрытия. Наиболее распространенные подвесные подъемно-транспортные устройства регламентированы государственными стандартами (табл. 10.20). Применяются также специальные краны по ведомственным и заводским нормалям.

Таблица 10.20. **Перечень подъемно-транспортных механизмов по ГОСТ**

ГОСТ	Наименование
47—63	Кошки с ручным приводом. Типы. Основные параметры и размеры
1106—74	Тали ручные передвижные червячные. Основные параметры и размеры
ТУ 24-9-449-70; ТУ 24-9-450-76	Тали электрические. Основные параметры и размеры
7413—69*	Краны ручные однобалочные общего назначения
7890—73	Краны подвесные электрические однобалочные общего назначения

Нагрузки на пути подвесного подъемно-транспортного оборудования принимают в соответствии с технологическими заданиями по данным соответствующих стандартов и нормалей заводов — изготовителей оборудования. По СНиП II-6-74 («Нагрузки и воздействия») подвесные электрические краны относятся к среднему режиму работы, а подвесные ручные краны — к легкому режиму работы. Подвесные пути рассчитывают на нагрузки от двух наиболее неблагоприятных по воздействию подвесных кранов. При одном кране и при условии, что второй кран не будет установлен в течение эксплуатации здания или сооружения, расчет выполняют на воздействие только одного крана. Коэффициенты перегрузки $n=1{,}2$; коэффициенты сочетаний принимаются: при одном кране $n_c=1$; при двух кранах $n_c=0{,}85$. Усилия от продольного торможения электрических кранов и поперечного торможения электрических тележек подвесных кранов определяются по СНиП II-6-74.

Балки путей подвесного подъемно-транспортного оборудования выполняются, как правило, по неразрезной схеме с устройством сварных монтажных стыков вне опор.

Расчет балок подвесных путей на прочность, устойчивость и жесткость, а также конструктивные решения рекомендуется выполнять в соответствии с «Инструкцией по проектированию путей внутрицехового подвесного транспорта» (М., 1968).

Подвесные пути наиболее часто применяются при шаге стропильных ферм (балок) 6 м. Для такого шага ферм разработаны типовые конструкции (см. п. 10.13).

10.13. ТИПОВЫЕ ПОДКРАНОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Типовые подкрановые балки и балки путей подвесного транспорта разработаны применительно к мостовым электрическим кранам общего назначения, мостовым ручным кранам, некоторым мостовым кранам специального назначения объектов черной металлургии, а также подвесному транспорту. Типовые подкрановые балки могут применяться в отапливаемых и неотапливаемых производственных зданиях, а также на открытых крановых эстакадах.

В действующих сериях приведены схемы крановых нагрузок, ключи для выбора марок балок, сортаменты балок, чертежи общих видов и узлов подкрановых балок и тормозных конструкций, указания по назначению марок стали и данные для заказа стали. Ключи для выбора марок балок составлены исходя из расчета на два крана одинаковой грузоподъемности. При расположении на крановых путях только одного крана или двух кранов разной грузоподъемности или нестандартных кранов рекомендуется определять расчетные усилия, действующие на балки, и по ним подбирать марки из сортаментов типовых серий.

Серия 1.426-1. Стальные подкрановые балки

Выпуск 1. Разрезные подкрановые балки пролетами 6 и 12 м под мостовые электрические краны общего назначения грузоподъемностью до 50 т. Подкрановые балки запроектированы под краны легкого, среднего и тяжелого режимов работы и предназначены для зданий с обычным режимом работы, при стальных и железобетонных колоннах, без проходов и с проходами вдоль крановых путей (проходы предусмотрены только в зданиях со стальными колоннами), возводимых в несейсмических районах и районах с расчетной сейсмичностью до 9 баллов при расчетной температуре наружного воздуха до —65° С.

Подкрановые балки представляют собой сварной двутавр со стенкой, укрепленной поперечными ребрами жесткости. Балки пролетом 6 м имеют верхний пояс большей ширины, чем нижний. В балках пролетом 12 м ширины верхнего и нижнего поясов одинаковые. Балки пролетом 6 м для случаев, когда не требуется устройство проходов вдоль крановых путей, запроектированы без тормозных устройств. В остальных случаях предусматриваются тормозные устройства в виде горизонтальной балки или фермы в уровне верхнего пояса подкрановых балок.

Тормозные балки применяются при наличии проходов вдоль крановых путей и при расчетной температуре ниже —40° С.

Для подкрановых балок под краны грузоподъемностью до 20 т включительно предусмотрена установка железнодорожных или крановых рельсов, для балок под краны грузоподъемностью 30 и 50 т — установка только крановых рельсов.

Для зданий, возводимых в районах с расчетной температурой —40° С и выше, при отсутствии проходов вдоль крановых

путей подкрановые балки предусмотрены или целиком из стали класса С38/23, или комбинированными со стенкой из стали С38/23 и поясами из стали класса С46/33; при наличии проходов балки выполняются целиком или из стали класса С38/23, или из стали класса С46/33. При этом во всех упомянутых случаях ребра жесткости и тормозные конструкции проектируются из стали класса С38/23. Для зданий, возводимых в районах с расчетной температурой ниже —40° С, подкрановые балки, включая ребра жесткости и тормозные конструкции, запроектированы из стали класса С46/33.

Выпуск 2. Детали крепления рельсов к подкрановым балкам. В выпуске приведены чертежи деталей крепления специальных крановых и железнодорожных рельсов к подкрановым балкам и детали температурных и рядовых стыков рельсов.

Крепление крановых рельсов к подкрановым балкам предусматривается с помощью упорных и прижимных планок, присоединяемых к верхнему поясу балок болтами. Упорная и прижимная планки соединяются между собой монтажной сваркой. Крепление к балке железнодорожных рельсов предусматривается с помощью крюков.

Рядовые стыки рельсов запроектированы сварными, температурные — на парных вертикальных накладках, прикрепляемых болтами.

Выпуск 3. Балки путей подвесного транспорта пролетом 6 м. Балки путей подвесного транспорта запроектированы для следующих грузоподъемных механизмов: подвесных кранов по ГОСТ 7890—73; электрических талей по ТУ 24-9-449-76 и ТУ 24-9-450-76; ручных талей по ГОСТ 1106—74; кошек по ГОСТ 47—63 с подвешенными к ним талями — ручными червячными по ГОСТ 1107—62 или шестеренными по ГОСТ 2799—75.

Применение балок предусматривается в зданиях, возводимых в районах с расчетной температурой —40° С и выше, со стальными фермами или железобетонными фермами (балками).

Балки путей запроектированы из прокатных двутавров по ГОСТ 19425—74 или при отсутствии двутавров — по ГОСТ 8239—72* с усилением в необходимых случаях нижнего пояса полосой. При числе пролетов более двух балки запроектированы неразрезными

Для восприятия продольных тормозных усилий от подвесного транспорта предусматривается устройство связей.

Материал балок путей, столиков для подвески и связей — сталь класса С38/23.

Выпуск 4. Разрезные подкрановые балки с поясами из тавров пролетами 6 и 12 м под мостовые электрические краны общего назначения грузоподъемностью до 50 т. Выпуск 4 аналогичен выпуску 1. Балки выпуска 4 отличаются тем, что запроектированы в виде двутавров с поясами из тавров (образованных роспуском широкополочных двутавров) и стенкой — вставкой из листа.

Тавры приняты по ТУ 14-2-24-72 «Сталь горячекатаная. Двутавры и тавры с параллельными гранями полок. Сортаменты».

Выпуск 5. Разрезные подкрановые балки пролетами 6, 12 и 18 м под мостовые электрические краны общего назначения грузоподъемностью 80—320 т. Подкрановые балки запроектированы под краны легкого и среднего режимов работы по ГОСТ 6711—70 и предназначены для зданий со стальными колоннами без проходов и с проходами вдоль крановых путей, возводимых в несейсмических районах и районах с расчетной сейсмичностью до 9 баллов и расчетной температурой до —65° С.

Подкрановые балки представляют собой сварной двутавр со стенкой, укрепленной только поперечными ребрами жесткости при пролетах балок 6 и 12 м, и стенкой, укрепленной поперечными и продольными ребрами жесткости при пролете 18 м.

В уровне верхних поясов балок предусматриваются горизонтальные тормозные устройства в виде фермы для случая отсутствия проходов вдоль крановых путей при расчетной температуре —40° С и выше. Во всех остальных случаях применяется тормозное устройство в виде сплошной балки. Нижние пояса балок пролетом 12 м в горизонтальной плоскости раскреплены подкосами.

По подкрановым балкам предусмотрена установка крановых рельсов с креплением их на планках в соответствии с выпуском 2 серии 1.426-1.

Для зданий, возводимых в районах с расчетной температурой —40° С и выше, при отсутствии проходов вдоль крановых путей подкрановые балки запроектированы или целиком из стали класса С46/33, или комбинированными со стенкой из стали класса С38/23 и поясами из стали класса С46/33; при наличии проходов балки выполняются целиком из стали класса С46/33. Ребра жесткости и тормозные конструкции приняты из стали класса С38/23.

Для зданий, возводимых в районах с расчетной температурой ниже —40° С, подкрановые балки, включая ребра жесткости и тормозные конструкции, запроектированы из стали класса С46/33.

Выпуск 6. Разрезные подкрановые балки пролетом 6 м под ручные мостовые краны с применением широкополочных двутавров. Подкрановые балки запроектированы под краны по ГОСТ 7075—72* и предназначены для монтажа и демонтажа технологического оборудования.

Применение балок предусматривается в зданиях со стальными или железобетонными колоннами, возводимых в районах с расчетной температурой —40° С и выше. Подкрановые балки запроектированы из широкополочных двутавров по ТУ 14-2-24-72 без тормозных устройств.

По балкам предусмотрена установка железнодорожных рельсов и рельсов квадратного профиля. Крепление рельсов — на сварке. Материал балок — сталь класса С38/23.

Серия 1.462-8. *Стальные подкрановые балки под краны специального назначения для объектов черной металлургии.*

Выпуск 1. Разрезные подкрановые балки пролетами 12 и 24 м. Подкрановые бал-

ки запроектированы под краны грузоподъемностью от 15 до 450 т и предназначены для зданий с тяжелым режимом работы со стальными колоннами и возводимых в районах с расчетной температурой —40° С и выше.

Подкрановые балки представляют собой сварной двутавр со стенкой, укрепленной поперечными ребрами жесткости; стенки балок пролетом 24 м и балок пролетом 12 м при высоте стенки более 1600 мм дополнительно укреплены продольным ребром жесткости. Все балки оборудованы тормозными устройствами в виде сплошной горизонтальной балки в уровне верхнего пояса подкрановых балок. Кроме того, по нижним поясам балок установлены горизонтальные связи, а по крайним рядам колонн предусматривается вертикальная вспомогательная ферма.

Верхний и нижний пояса балок запроектированы одинаковой ширины. По подкрановым балкам предусмотрена установка крановых рельсов с креплением их на планках.

Балки пролетом 12 м с высотой стенки 1400 и 1600 мм приняты из стали класса С38/23, остальные балки — из стали класса С46/33.

Тормозные устройства, вспомогательные фермы, связи и ребра жесткости подкрановых балок запроектированы из стали класса С38/23. Индивидуальное проектирование в диапазонах, включенных в типовые серии, может быть допущено только при особых требованиях, исключающих применение типовых конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Брауде З. И.** Несущие конструкции главных зданий мартеновских цехов. М., 1953.
2. Инструкция по проектированию путей внутрицехового подвесного транспорта/Госстрой СССР. ЦНИИпромзданий, 1968.
3. **Каплун Я. А.** О распределении материала в поперечном сечении подкрановых балок. — Материалы по стальным конструкциям. М., 1958, вып. 2.
4. **Каплун Я. А.** К вопросу проектирования балок из двух марок стали. — Материалы по металлическим конструкциям. М., 1967, вып. 12.
5. **Ложкин Б. Г., Смилянский Г. М.** Конструкции путей подвесного промышленного транспорта. М., 1968.
6. **Мельников Н. П.** Пути прогресса в области металлических конструкций. М., 1974.
7. Руководство по проектированию стальных подкрановых конструкций/ЦНИИпроектстальконструкция, 1976.
8. **Тахтамышев А. Г.** Примеры расчета стальных конструкций, — 2-е изд. М., Стройиздат, 1978.

ГЛАВА 11. ПОКРЫТИЯ

11.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Покрытия предназначены для защиты производственных помещений от атмосферных воздействий (дождя, снега, ветра), для крепления путей подвесного транспорта (кранов, тельферов) и конвейеров, поддержания трубопроводов различного назначения, вентиляционных шахт и крышных вентиляторов, крепления подвесных потолков и приборов освещения. На конструкциях покрытий производственных зданий часто размещают световые (зенитные), светоаэрационные или аэрационные фонари, предназначенные для освещения и аэрации помещений.

Покрытия производственных зданий подразделяются на: утепленные покрытия отапливаемых зданий, неутепленные покрытия неотапливаемых зданий или зданий с избыточными тепловыделениями.

Конструкции покрытия условно разделяются на ограждающие и несущие.

К *ограждающим* относятся сплошные конструкции (железобетонные плиты, металлические или асбестоцементные листы и панели) и располагаемые на них элементы пароизоляции, теплоизоляции и гидроизоляции. Наиболее массовой ограждающей конструкцией утепленных покрытий является рулонная кровля по утеплителю, располагаемому на железобетонных панелях или стальном профилированном настиле. Находят применение также панели с использованием листовых материалов (стали, алюминия, асбестоцемента).

Для покрытий неотапливаемых зданий применяют волнистые асбестоцементные или стальные листы и в отдельных случаях железобетонные плиты с рулонным ковром без утеплителя. Для зданий и участков цехов с большими тепловыделениями применяют панели из плоского стального листа толщиной 3—4 мм.

К *несущим* относятся элементы конструкций, поддерживающие ограждающую конструкцию покрытия. Наиболее часто для покрытий производственных зданий применяется система несущих конструкций, состоящая из прогонов, стропильных и подстропильных ферм или балок, конструкций фонарей, связей. Эта система расчленяется на плоскостные элементы. Применяются также пространственные и висячие несущие конструкции и предварительно-напряженные конструкции (см. главы 19 и 30).

Данная глава посвящена только плоскостным конструкциям покрытий.

11.2. КОМПОНОВКА КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ

Покрытия образуются из сочетания несущих и ограждающих конструкций. Несущие плоскостные конструкции могут быть решены по прогонной схеме, применяемой при небольшом пролете ограждающей конструкции (примерно до 3—4 м), и по беспрогонной схеме при пролете ограждающей конструкции 6 и 12 м (до 18 м).

Несущие конструкции при прогонной схеме покрытия состоят из прогонов, поддерживающих ограждающую конструкцию, стропильных ферм или балок, опирающихся на колонны или подстропильные фермы (балки), когда шаг колонн больше шага стропильных ферм. Кроме этого, конструкции покрытия включают системы связей, воспринимающие горизонтальные усилия от крановых, ветровых и сейсмических нагрузок и обеспечивающие устойчивость покрытия в целом и отдельных его элементов. Связи служат также для выверки и закрепления элементов конструкций в процессе монтажа.

При беспрогонной схеме покрытия ограждающая конструкция опирается непосредственно на верхние пояса стропильных ферм или балок.

Стальные конструкции покрытий производственных зданий могут опираться на стальные колонны, образуя цельностальные каркасы, или на железобетонные колонны, образуя смешанные каркасы.

Для уменьшения температурных деформаций и напряжений в элементах покрытий зданий значительных размеров в плане, так же как и в остальных элементах каркаса, предусматриваются продольные и поперечные температурные швы. Расположение температурных швов в зданиях зависит от выбранного материала колонн и устанавливается в соответствии с требованиями СНиП II-В.3-72 «Стальные конструкции. Нормы проектирования» и СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования».

11.2.1. Покрытия с применением железобетонных плит

Для беспрогонных покрытий производственных зданий применяются железобетонные плиты размерами в плане 3×6 и 3×12 м, а также плиты размерами 15,6×6 и 1,5×12 м, которые используются только в качестве доборных.

Железобетонные плиты устанавливают продольными ребрами непосредственно на верхние пояса стропильных ферм и привариваютъ к ним минимум по трем углам. Примеры схем расположения элементов конструкций покрытия с использованием железобетонных плит приведены на рис. 11.1 и 11.2.

Применение железобетонных плит и рулонной кровли в покрытиях зданий, в которых размещаются производства с большими тепловыделениями, не рекомендуется, так как при высоких температурах железобетонные плиты и гидроизоляционный ковер быстро разрушаются.

11.2.2. Покрытия с применением стального профилированного настила

Состав покрытия при применении стального профилированного настила приведен на рис. 11.3. Настил применяется для утепленных покрытий с рулонной кровлей. В качестве утеплителя обычно используются жесткие плиты толщиной 30—50 мм из полимерных материалов и плиты повышенной жесткости из минеральной ваты и стек-

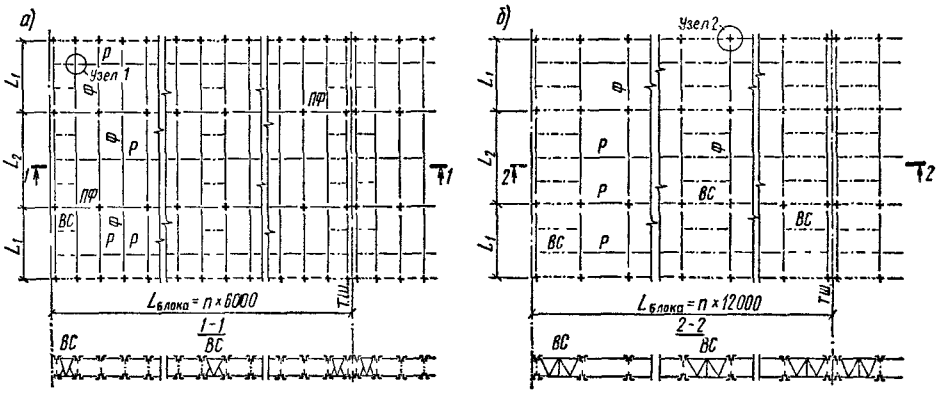


Рис. 11.1. Схемы расположения элементов конструкций покрытия в уровне верхних поясов ферм при применении железобетонных плит

а — при шаге ферм 6 м; *б* — то же, 12 м; *ТШ* — температурный шов; *Ф* — стропильная ферма; *ПФ* — подстропильная ферма; *ВС* — вертикальные связи; *Р* — распорка (растяжка); узлы *1* и *2* см. на рис. 11.20 и 11.21

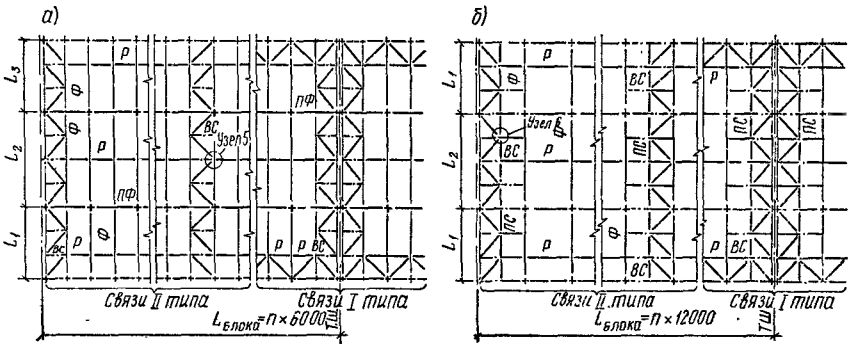


Рис. 11.2. Схемы расположения элементов конструкций покрытия в уровне нижних поясов ферм

а — при шаге ферм 6 м; *б* — то же, 12 м; *ПС* — дополнительный пояс связи (остальные обозначения см. подпись к рис. 11.1; узлы *5* и *6* см. на рис. 11.20 и 11.21)

лянного волокна на полимерной связке. Настил укладывают на несущие конструкции и прикрепляют к ним самонарезающими болтами. Для соединения листов настила применяют комбинированные заклепки.

Конструкции покрытия с применением профилированного настила, как правило, выполняют по прогонной схеме. Примеры схем расположения элементов конструкций таких покрытий приведены на рис. 11.4;

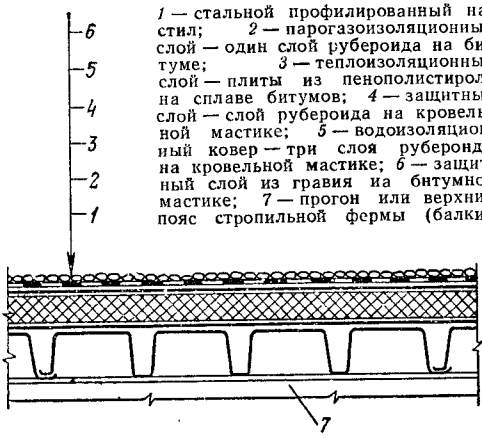


Рис. 11.3. Состав покрытия при применении стального профилированного настила

1 — стальной профилированный настил; *2* — парогазоизоляционный слой — один слой рубероида на битуме; *3* — теплоизоляционный слой — плиты из пенополистирола на сплаве битумов; *4* — защитный слой — слой рубероида на кровельной мастике; *5* — водоизоляционный ковер — три слоя рубероида на кровельной мастике; *6* — защитный слой из гравия на битумной мастике; *7* — прогон или верхний пояс стропильной фермы (балки)

схем расположения элементов конструкций покрытий в уровне нижних поясов ферм — на рис. 11.2.

Возможно также устройство покрытия с применением стального профилированного настила по беспрогонной схеме. При этом настил укладывают непосредственно на стропильные фермы (балки).

11.2.3. Покрытия с применением волнистых асбестоцементных листов

Наиболее частое решение покрытий неотапливаемых зданий — покрытие с применением волнистых асбестоцементных листов. Рекомендуется применять листы марки УВ-7,5, имеющие длину 1750 мм; требуемый шаг установки прогонов при этом 1,5 м по горизонтальной проекции. Уклон кровли, если отсутствует уплотнение швов, должен быть не менее 25%, а при уплотнении швов — не менее 16%. В районах с сухим жарким климатом допускается уклон не менее 8% с уплотнением стыков теплостойкими мастиками.

Здания с покрытием из волнистых асбестоцементных листов обычно проектируют одно- или двухпролетными с наружным водоотводом. При двухпролетном здании каждый из пролетов перекрывается односкатной стропильной фермой. Учитывая крутой уклон кровли и значительную величину скатной составляющей нагрузки, применяют развязку прогонов в плоскости ската одним или двумя тяжами; прогоны работают в этой плоскости как двух- или трехпролетные балки. В состав покрытия входит система связей, располагаемых в плоскостях верхнего и нижнего поясов ферм и в вертикальной плоскости.

Пример решения конструкций покрытия с применением волнистых асбестоцементных листов приведен на рис. 11.5.

Покрытия с асбестоцементными листами обычно применяют в неотапливаемых зданиях складского типа. Использование их для горячих цехов не рекомендуется из-за возможного разрушения (коробления и растрескивания) асбестоцемента под воздействием высоких температур.

11.3. СТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ

11.3.1. Схемы ферм

Основные схемы стропильных ферм приведены на рис. 11.6. Из них наиболее часто применяются: схемы *а* и *б* при рулонной кровле и уклоне $i=1{,}5\%$ (схема *а* с горизонтальным нижним поясом используется только при пролете 18 м); схемы *г* и *е* при кровле из асбестоцементных или других волнистых листов с уклоном $i=25\%$.

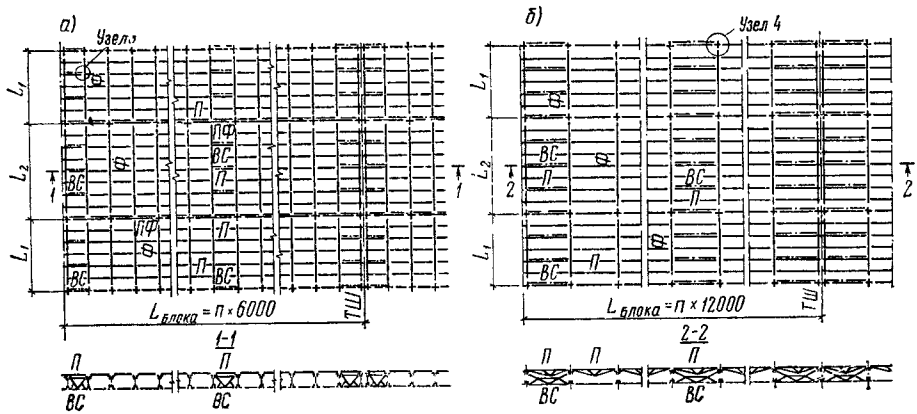


Рис. 11.4. Схемы расположения элементов конструкций покрытия в уровне верхних поясов ферм при применении стального профилированного настила при прогонном решении

а — при шаге ферм 6 м; *б* — то же, 12 м; *П* — прогон; узлы *3* и *4* см. на рис. 11.20 и 11.21

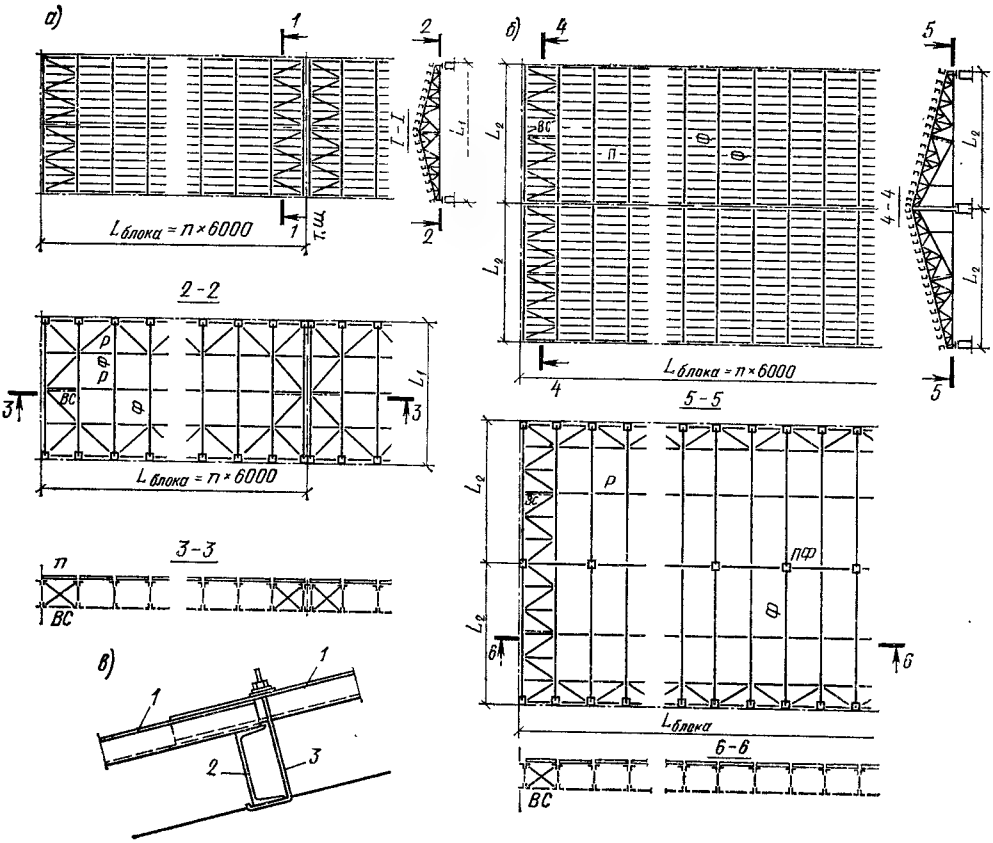


Рис. 11.5. Схемы расположения элементов конструкций покрытия с применением асбестоцементных волнистых листов

а — однопролетные здания; *б* — двухпролетные здания; *в* — деталь крепления асбестоцементных волнистых листов; *1* — волнистые асбестоцементные листы; *2* — прогон; *3* — крепежный болт

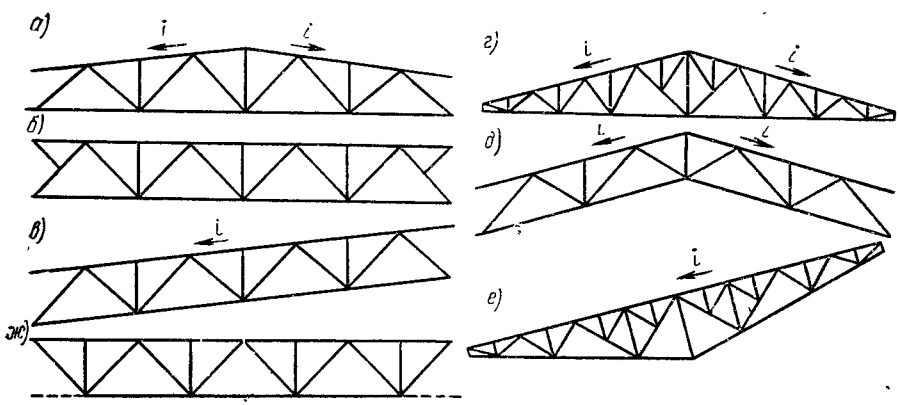


Рис. 11.6. Схемы стропильных ферм

а — полигональная двускатная; *б* — плоская с горизонтальными поясами; *в* — односкатная с параллельными поясами; *г* — двускатная треугольная; *д* — двускатная с параллельными поясами; *е* — односкатная треугольная; *ж* — плоская с растянутым (нисходящим) опорным раскосом

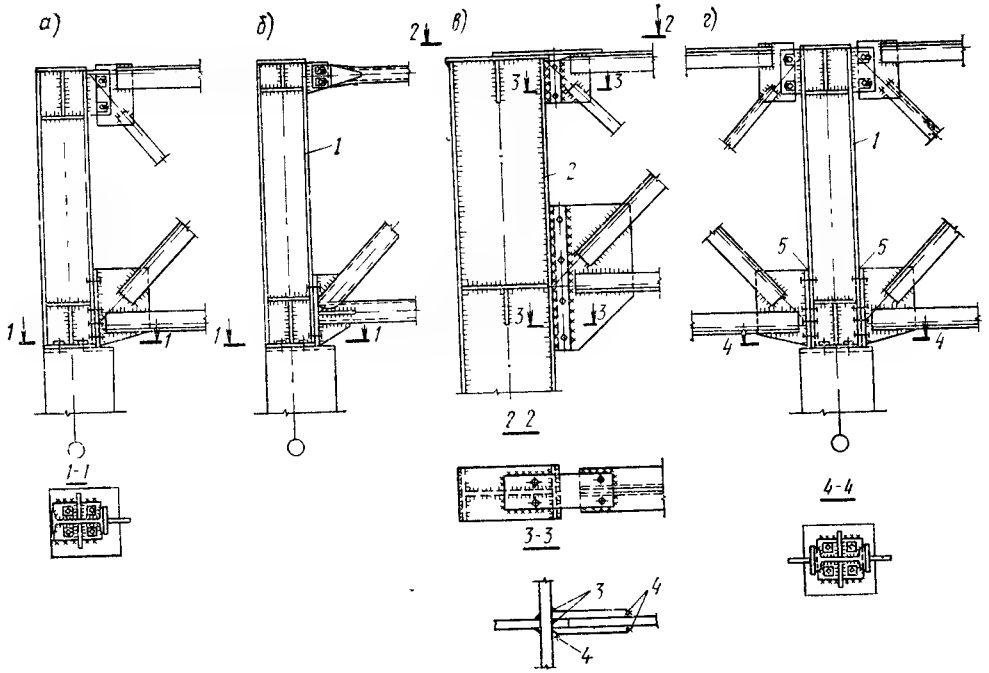


Рис. 11.7. Узлы сопряжения стропильных ферм с колоннами

а — шарнирное опирание на крайнюю колонну фермы из уголков, *б* — то же, из труб; *в* — жесткое сопряжение крайней колонны с фермой из уголков, *г* — шарнирное опирание на среднюю колонну ферм из уголков, *1* — опорная стойка, *2* — колонна, *3* — заводские швы, *4* — монтажные швы, *5* — зазор (заполняется монтажными прокладками)

Эти схемы приняты для типовых ферм. Размер панели верхнего пояса ферм принят модульным, равным 3 или 1,5 м, и увязан с размерами унифицированных пролетов зданий и с размерами сборных железобетонных плит покрытия.

Высота стропильных ферм посередине пролета принимается в пределах $^1/_6$—$^1/_{12}$ пролета на основе технико-экономических сопоставлений и с учетом требований объемно-планировочных решений. В некоторых случаях (например, при подвеске конвейеров) высота ферм определяется с учетом повышенных требований к жесткости. Предельные габариты ферм и условия их членения на отправочные элементы см. в главе 42

Сопряжение стропильных ферм с колоннами в большинстве случаев проектируется шарнирным, а при повышенных требованиях к горизонтальной жесткости поперечной рамы здания — жестким (см. главу 6). При жестком сопряжении с колонной стропильная ферма должна иметь достаточно развитую высоту на опоре. Узлы сопряжения стропильных ферм с колоннами показаны на рис. 11.7. При жестком сопряжении ферм с колоннами (рис. 11.7, *в*) возможно также аналогичное решение на болтах.

11.3.2. Применяемые профили и стали

Типы применяемых сечений элементов стропильных ферм приведены на рис. 11.8. Для поясов и решетки широко применяются сечения из парных уголков тавром, раздвинутых на толщину узловых фасонок. Выбор сечения из типов *а*, *б* или *в* производится в зависимости от соотношения расчетных длин элемента в плоскости фермы и из плоскости фермы. Наиболее распространенным является сечение *а*. Крестовое сечение *г* применяется обычно для стоек, к которым примыкают вертикальные связи. Сечение *д* из одного уголка используется в слабонагруженных элементах решетки и в одноуголковых фермах. Сечение *е* из двух швеллеров целесообразно для элементов, воспринимающих изгибающие моменты от местной нагрузки.

Весьма рациональны фермы с элементами из круглых электросварных труб (*ж*). В них — наименьшее число деталей и минимальный объем сварочных работ Благодаря обтекаемой форме сечения и отсутствию щелей и пазух на элементах почти не задерживается влага и грязь, что делает их стойкими против коррозии и определяет целесообразность применения в зданиях со средой повышенной агрессивности. Масса ферм из труб на 20% меньше, чем ферм из уголков, благодаря эффективной для сжатых элементов форме профилей и непосредственному примыканию элементов решетки к поясам без узловых уширений. Круглая форма поперечного сечения вследствие хорошего обеспечения местной устойчивости позволяет применять высокопрочные стали, что приводит к еще большей экономичности

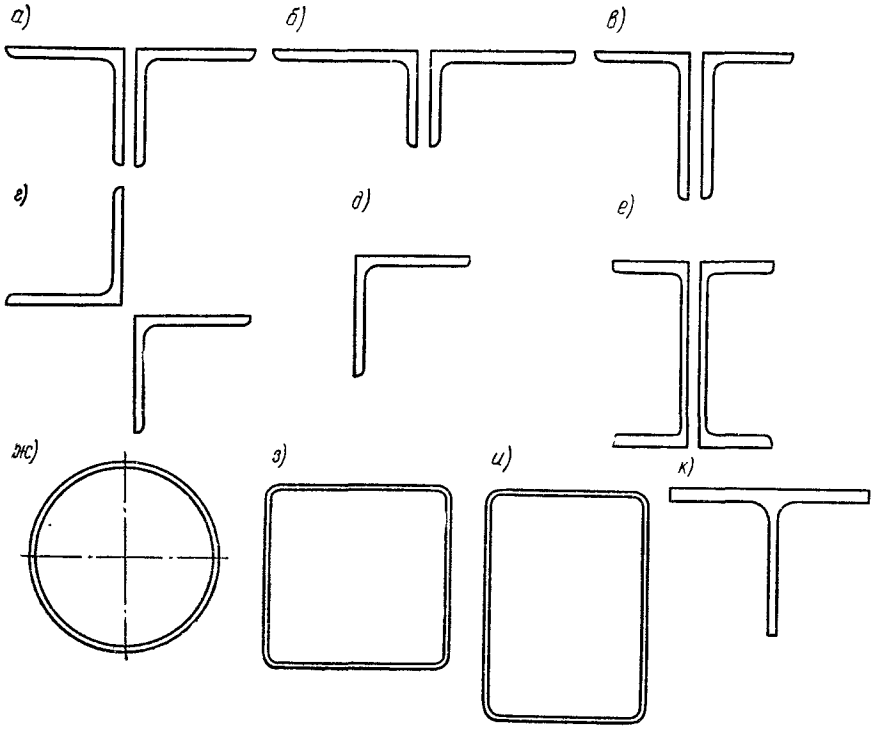


Рис. 11.8. Типы сечений элементов стропильных ферм

а — два равнобоких уголка тавром; *б* — два неравнобоких уголка узкими полками вместе; *в* — два неравнобоких уголка широкими полками вместе; *г* — два уголка крестом; *д* — одиночный уголок; *е* — два швеллера; *ж* — электросварная труба; *з* — замкнутый гнутосварной квадратный профиль; *и* — замкнутый гнутосварной прямоугольный профиль; *к* — тавровый профиль

этих ферм по расходу материала в сравнении с фермами из уголков.

Рациональны также фермы из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного и квадратного сечения (рис. 11.8, *з*, *и*); эти фермы описаны в главе 15. Стропильные фермы с поясами из широкополочных тавров (рис. 11.8, *к*) подробно описаны в главе 16. Благодаря небольшому числу фасонок и их малым размерам, а также отсутствию соединительных деталей в поясах масса этих ферм на 10—15% меньше, чем масса ферм из уголков.

Для элементов ферм применяются углеродистые и низколегированные стали. Распространенным решением является комбинированная конструкция, в которой пояса и наиболее нагруженные элементы решетки выполнены из низколегированной стали повышенной или высокой прочности, а остальные элементы — из углеродистой стали. Выбор марки стали производится на основе технико-экономических сопоставлений по рекомендациям главы 1.

11.3.3. Нагрузки на фермы

На стропильные фермы действуют постоянные нагрузки — вес кровли, фонарей, крышных вентиляторов, подвесных трубопроводов, подвесных потолков, собственный вес несущих конструкций покрытия и т. п. и временные нагрузки от снега, подвесного транспорта, ветра. Наиболее часто встречающиеся в практике проектирования постоянные нагрузки на стропильные фермы приведены в табл. 11.1. Нагрузки от снега и ветра принимаются по главе СНиП II-6-74. «Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования» в зависимости от географического района строительства, профиля здания и

Таблица 11.1. Нагрузки от конструкций покрытия

Нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м²	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, Н/м²
Гравийная защита	400	1,3	520
Гидроизоляционный ковер из трех слоев рубероида и одного слоя пергамина	160	1,1	180
Пароизоляция из одного слоя рубероида	40	1,1	50
Асфальтовая стяжка $h=20$ мм, $\gamma=1800$ кг/м³	360	1,2	430
Утеплитель толщиной h и плотностью γ	γh	1,2	$1{,}2\gamma h$
Сборные железобетонные плиты из тяжелого бетона (с заливкой швов) размером:			
3×6 м	1600	1,1	1750
3×12 м (тип 1)	1800	1,1	2000
3×12 м (тип 2)	2100	1,1	2300

Продолжение табл. 11.1

Нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м²	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, Н/м²
1,5×6	1800	1,1	2000
1,5×12 м	3100	1,1	3400
Стальной профилированный настил	100—150	1,1	110—170
Асбестоцементные волнистые листы	200	1,1	220
Собственный вес стальных конструкций:			
стропильные фермы	60—200	1,1	70—220
подстропильные фермы	30—100	1,1	30—110
фонари	80—120	1,1	90—130
прогоны	60—180	1,1	70—200
связи	40—100	1,1	50—110

Примечание. Толщину утеплителя h определяют теплотехническим расчетом.

соотношения постоянной и снеговой нагрузок. Нагрузки от крышных вентиляторов, подвесных трубопроводов, различных видов подвесного транспорта приводятся в технологических заданиях на проектирование.

11.3.4. Определение усилий и подбор сечений элементов ферм

Оси стержней ферм должны быть центрированы в узлах. Центрирование стержней следует производить в сварных фермах по центрам тяжести сечений (с округлением до 5 мм). В случае расцентровки следует при расчете ферм учитывать изгибающие моменты, возникающие в узлах. В фермах из труб с параллельными поясами при постоянном сечении пояса по длине допускается не учитывать моменты, возникающие в узлах, если все эксцентрицитеты расположены по одну сторону оси пояса и равны $e \leqslant 0{,}2\,D$ (D — диаметр пояса). Допускается также не учитывать смещения осей поясов ферм при изменении сечений, если оно не превышает 5% высоты пояса. При расчете ферм с элементами из двух уголков или тавра соединения элементов в узлах ферм принимаются шарнирными. В фермах из труб при отношении диаметра пояса к длине его панели не более 1/10 соединения в узлах (при определении усилий) также принимаются шарнирными.

Узловую передачу нагрузки на фермы следует обеспечивать, предусматривая опирание прогонов, ребер железобетонных плит и т. п. по осям узлов ферм. При неузловой передаче нагрузки должно быть уч-

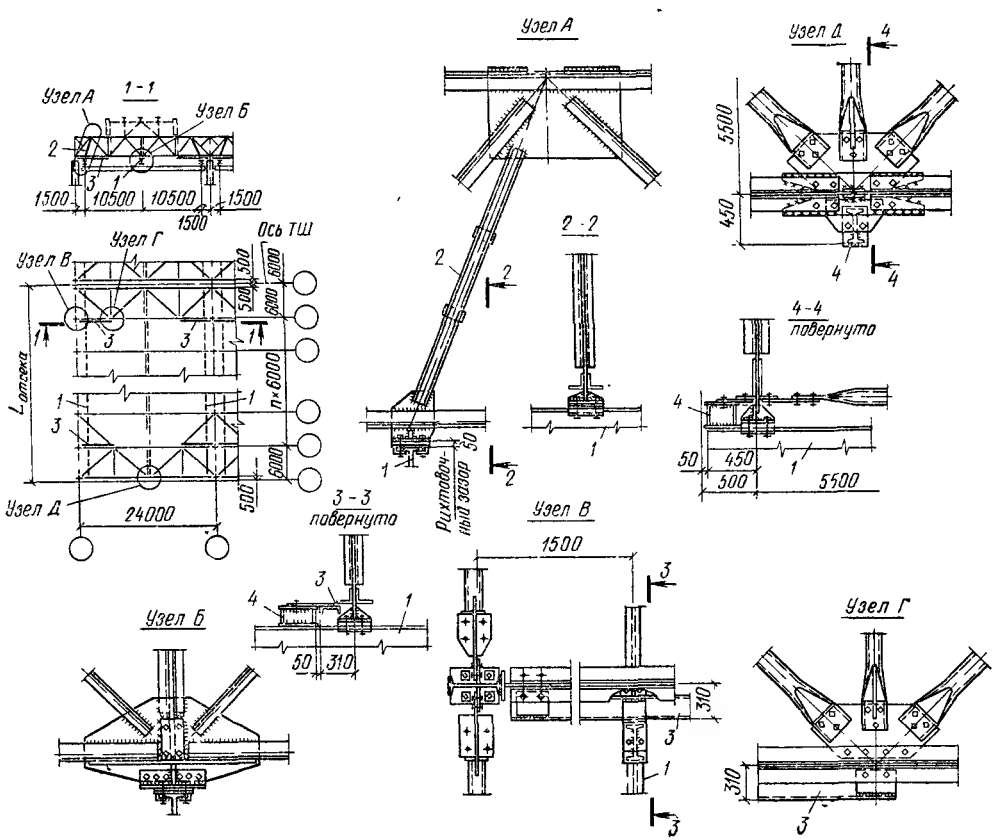


Рис. 11.9. Крепление к конструкциям покрытия путей подвесного транспорта

1 — балка подвесного пути; *2* — дополнительный раскос фермы; *3* — дополнительный элемент горизонтальных связей; *4* — обрезок двутавра для крепления балки подвесного пути к горизонтальным связям

тено влияние изгиба. Для того чтобы исключить местный изгиб, в месте приложения нагрузки может быть установлен дополнительный шпренгель или связанный с узлом дополнительный раскос, или дополнительный элемент (например, перекидная балка). На рис. 11.9 дан пример решения стропильных ферм и связей при примыкании балок путей подвесного транспорта и в том числе вне основных узлов ферм.

Усилия в стержнях стропильных ферм от неподвижной нагрузки определяют графическим или аналитическим методом. Усилия в стержнях ферм от подвижной нагрузки определяют с использованием линий влияния. При жестком сопряжении стропильной фермы с колоннами следует учитывать усилия в стержнях фермы от опорного момента в месте их сопряжения. Для определения усилий в стержнях фермы этот момент M заменяется парой горизонтальных сил, равных $H=M/h_0$, где h_0 — расстояние между осями поясов фермы на опоре. Расчетные усилия в стержнях получают суммированием усилий от постоянных и временных нагрузок с учетом усилий (для ферм с жестким сопряжением с колонной) от опорных моментов. При этом если усилие от опорного момента уменьшает суммарное усилие, его влиянием следует пренебречь. Необходимо также учитывать возможность появления в отдельных стержнях ферм, растянутых от суммарной нагрузки и сжимающих усилий, при отсутствии каких-то видов временной нагрузки.

Кроме того, необходимо производить проверки на ситуации, возникающие в процессе монтажа. Примером может служить проверка верхнего пояса стропильной фермы под нагрузку от железобетонных кровельных плит, уложенных на части пролета. При этом в незагруженной части верхнего пояса усилие меньше, чем от полной нагрузки, но из-за отсутствия раскрепления из плоскости фермы плитами, т. е. большей расчетной длины пояса, эта проверка может оказаться решающей. Для раскрепления верхнего пояса незагруженной части из плоскости фермы в данном случае применяются связи (распорки, растяжки), которые

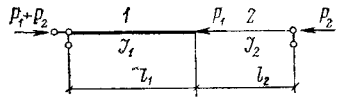


Рис. 11.10. Расчетная схема ступенчатого стержня с различными значениями сжимающих сил на участках стержня

должны обеспечить соблюдение предельно допустимой гибкости при монтаже не более 220 и достаточную несущую способность верхнего пояса при усилиях, возникающих от монтажной нагрузки. За монтажную нагрузку принимается только собственный вес ферм и плит. В случае изменения сечения и усилий в верхнем поясе между раскрепленными точками расчетную длину рекомендуется определять по схеме рис. 11.10 следующим способом.

Расчетная длина участка *1* равна $\mu_1 l_1$, участка *2* — $\mu_2 l_2$.

Коэффициенты

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2+\mu_{11}^2(m-1)}{m}}; \quad \mu_2 = \frac{\mu_1}{c}, \qquad (11.1)$$

где μ_{12}, μ_{11} определяются соответственно по табл. 11.2 и 11.3 в зависимости от параметров:

$$\beta = J_2/J_1; \quad n = l_2/l_1,$$

Таблица 11.2. **Коэффициенты $\mu_{12}(P_1=0)$**

β	n														
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
0,04	1,23	2	2,83	3,62	4,37	5,07	5,82	6,55	7,15	7,85	8,96	10,3	11,60	12,60	13,70
0,06	1,17	1,70	2,38	2,99	3,61	4,20	4,75	5,32	5,93	6,40	7,50	8,50	9,53	10,50	11,20
0,08	1,15	1,55	2,09	2,64	3,17	3,65	4,20	4,62	5,15	5,62	6,42	7,30	8,30	9	9,80
0,10	1,13	1,45	1,93	2,40	2,86	3,31	3,79	4,20	4,62	5	5,82	6,63	7,32	8,07	8,73
0,20	1,11	1,32	1,55	1,86	2,20	2,50	2,78	3,08	3,31	3,66	4,14	4,73	5,24	5,77	6,24
0,30	1,10	1,25	1,44	1,66	1,89	2,14	2,37	2,60	2,83	3,02	3,50	3,93	4,33	4,77	5,16
0,40	1,10	1,23	1,39	1,56	1,74	1,94	2,14	2,31	2,51	2,71	3,08	3,44	3,89	4,13	4,49
0,50	1,10	1,22	1,36	1,50	1,66	1,84	1,99	2,15	2,31	2,47	2,81	3,12	3,42	3,75	4,08
1	1,10	1,20	1,30	1,41	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2	2,20	2,40	2,60	2,80	3

Таблица 11.3. **Коэффициенты μ_{11} $(P_2=0)$**

β	n														
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
0,04	1,01	1,04	1,29	1,68	2,23	2,74	3,21	3,70	4,20	4,63	5,52	6,30	7,15	7,85	8,75
0,06	1,01	1,04	1,16	1,48	1,87	2,28	2,66	3,05	3,45	3,84	4,55	5,24	5,95	6,55	7,15
0,08	1,01	1,04	1,12	1,34	1,67	2	2,35	2,68	3,02	3,34	3,98	4,55	5,15	5,72	6,20
0,10	1,01	1,04	1,10	1,23	1,54	1,83	2,14	2,44	2,74	3,02	3,58	4,06	4,63	5,06	5,57
0,20	1,01	1,03	1,07	1,15	1,28	1,45	1,64	1,84	2,05	2,26	2,64	3,02	3,39	3,70	4,02
0,30	1,01	1,03	1,07	1,12	1,21	1,33	1,48	1,63	1,79	1,94	2,25	2,56	2,83	3,11	3,35
0,40	1,01	1,03	1,06	1,11	1,18	1,28	1,39	1,52	1,64	1,77	2,03	2,28	2,54	2,73	3
0,50	1,01	1,03	1,06	1,11	1,17	1,25	1,34	1,44	1,55	1,66	1,89	2,09	2,33	2,53	2,74
1	1,01	1,03	1,06	1,10	1,15	1,20	1,25	1,32	1,39	1,46	1,61	1,75	1,89	2,03	2,17

где J_1, J_2, l_1, l_2 — моменты инерции сечений из плоскости фермы и длины соответствующих участков.

Параметры c и m будут:

$$c = n\sqrt{\frac{1}{m\beta}}\,;\quad m = \frac{P_1 + P_2}{P_2}, \qquad (11.2)$$

где P_1 и P_2 — продольные силы, приложенные к стержню и равные: $P_2 = N_2$ и $P_1 = N_1 - N_2$ (N_1 и N_2 — усилия в стержнях

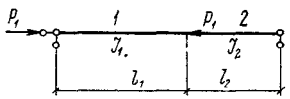


Рис. 11.11. Расчетная схема ступенчатого стержня при отсутствии сжимающей силы на одном участке

1 и *2*). В случае $P_2 = 0$ (рис. 11.11) $\mu_1 = \mu_{11}$; μ_{11} определяется по табл. 11.3.

По найденным усилиям следует произвести подбор сечений стержней ферм в соответствии с указаниями главы 4.

Элементы ферм должны быть проверены по прочности и устойчивости, а также отвечать требованиям СНиП по предельной гибкости согласно табл. 11.4. Для малонагруженных элементов ферм эта проверка часто оказывается решающей.

В ряде случаев (при жестком сопряжении стропильных ферм с колоннами, при мостовых кранах значительной грузоподъемности) на участках нижнего пояса ферм, примыкающих к колоннам, могут возникнуть сжимающие усилия. При этом расчетную длину для проверки устойчивости пояса из плоскости фермы можно определять по рекомендациям Х. М. Локшина (см. список литературы).

При подборе сечений элементов ферм нужно придерживаться следующих рекомендаций:

отдавать предпочтение профилям с большим значением радиуса инерции при равной площади поперечного сечения;

стремиться к применению ограниченного числа профилей и деталей;

изменение сечений поясов следует осуществлять в фермах из уголков изменением ширин полок при сохранении толщины, а в фермах из труб — изменением толщин стенок при сохранении диаметра;

в фермах из труб минимальную толщину стенки элементов поясов принимать 3 мм, элементов решетки — 2,5 мм;

не следует применять в одной ферме профили одинакового калибра из стали разных марок;

разница в толщине профилей одинаковых габаритов должна быть не менее 2 мм; для труб — не менее 1,5 мм.

Прогибы ферм (балок) от нормативных нагрузок без учета ослаблений сечений отверстиями не должны превышать 1/250 пролета.

При пролетах ферм свыше 36 м следует предусматривать строительный подъем, равный прогибу от постоянной нагрузки и половины временной нагрузки. При плоских кровлях строительный подъем следует предусматривать независимо от пролета, принимая его равным прогибу от суммарной нормативной нагрузки плюс 1/200 пролета.

Таблица 11.4. **Предельные гибкости элементов стропильных и подстропильных ферм**

№ п/п	Элементы ферм	Сжатые элементы	Растянутые элементы: в зданиях с обычным режимом работы	Растянутые элементы: в зданиях с кранами особого режима работы
1	Пояса, опорные раскосы, а также стойки ферм, передающие опорные давления	120	400(250)	250
2	Прочие расчетные элементы ферм	150	400(350)	300
3	Стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие неработающие элементы	200	—	—
4	Верхние пояса стропильных ферм, остающиеся не закрепленными в процессе монтажа (предельная гибкость после завершения монтажа должна отвечать п. 1)	220	—	—

Примечания: 1. Гибкость растянутых элементов ферм покрытий зданий, не подверженных динамическим воздействиям, проверяется только в вертикальной плоскости.

2. Числа в скобках относятся к случаю непосредственного воздействия на конструкцию динамических нагрузок.

3. При проверке гибкости растянутых стержней перекрестной решетки из одиночных уголков радиус инерции сечения уголка принимается относительно оси, параллельной полке уголка.

4. К кранам особого режима работы относятся краны тяжелого и весьма тяжелого режима работы, применяемые в металлургическом производстве, согласно приложению II к СНиП II-6-74.

5. К зданиям с обычным режимом относятся все здания, за исключением перечисленных в п. 4.

6. Для растянутых раскосов стропильных ферм с незначительными усилиями, в которых при неблагоприятном расположении нагрузки может изменяться знак усилия, предельная гибкость принимается как для сжатых элементов, при этом соединительные прокладки следует устанавливать не реже чем через $40r$, где r — радиус инерции.

11.3.5. Конструирование

Стропильные фермы из уголков. Резка стержней решетки должна производиться нормально к оси. Составные элементы из уголков для возможности расчета их как сплошностенчатых должны быть соединены прокладками не реже чем через 40 r для сжатых элементов и через 80 r для растянутых элементов, где r — радиус инерции уголка относительно оси, параллельной плоскости расположения прокладок. В сжатом элементе должно быть не менее двух прокладок. Расстояние в свету между сварными

швами элементов решетки и пояса в узлах ферм с фасонками следует принимать 40—50 мм. Между торцами стыкуемых элементов поясов ферм, перекрываемых накладками, следует оставлять зазор не менее 50 мм. Узловые фасонки должны иметь простое очертание с минимальным числом резов. Входящие углы на фасонках, требующие газовой резки, не допускаются.

Рекомендуемые толщины фасонок приведены в табл. 11.5.

В каждой ферме применяют фасонки не более двух разных толщин. Допускаемая разность толщин фасонок в смежных узлах — не более 4 мм.

Таблица 11.5. **Рекомендуемые толщины узловых фасонок**

Усилия в элементах решетки, кН	До 250	251—400	401—600	601—1000	1001—1400	1401—1800	1801—2300
Толщина фасонки, мм	8	10	12	14	16	18	20

Заводские узловые соединения выполняются сплошными сварными швами. Элементы решетки прикрепляют к фасонке фланговыми швами по обушку и перу уголка с выводом каждого шва на торец на длину 20 мм. Требуемые площади швов по перу и обушку уголка распределяются обратно пропорционально их расстояниям до оси стержня. К поясу фасонки прикрепляют также фланговыми швами. Если это возможно, фасонку выпускают за обушки поясных уголков на 10—15 мм. Эти швы рассчитывают на разность усилий в примыкающих к узлу панелей поясов. В случае приложения к узлу внешней сосредоточенной силы требуемую площадь швов определяют по формуле

$$F_{ш}^{тр} = \Sigma \beta h_{ш} l_{ш} = \frac{\sqrt{(N_2 - N_1)^2 + P^2}}{R_{у}^{св}}, \qquad (11.3)$$

где β — коэффициент, зависящий от вида сварки и числа проходов и принимаемый в соответствии с указаниями главы СНиП II-В.3-72; $h_{ш}$ — толщина шва; $l_{ш}$ — расчетная длина шва, равная его полной длине за вычетом 10 мм; N_1, N_2 — соответственно меньшее и большее расчетное усилие в панелях пояса, примыкающих к узлу; P — внешняя сосредоточенная сила, приложенная

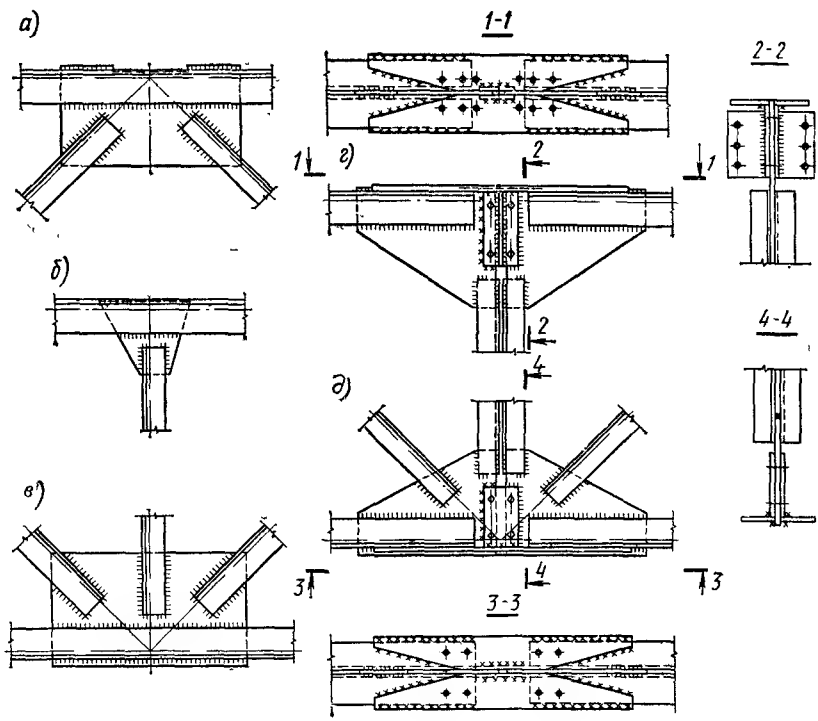


Рис. 11.12. Заводские узлы и монтажные стыки стропильных ферм с элементами из парных уголков

а — крепление раскосов к верхнему поясу; *б* — крепление стойки к верхнему поясу; *в* — крепление раскосов и стойки к нижнему поясу; *г* — монтажный стык фермы (верхний пояс); *д* — то же (нижний пояс)

к узлу; $R_y^{св}$ — расчетное сопротивление шва.

На растянутых элементах ферм во избежание ослабления сечений подрезами не должно быть поперечных сварных швов.

Сварные швы должны выполняться, как правило, в нижнем положении при горизонтальном расположении фермы.

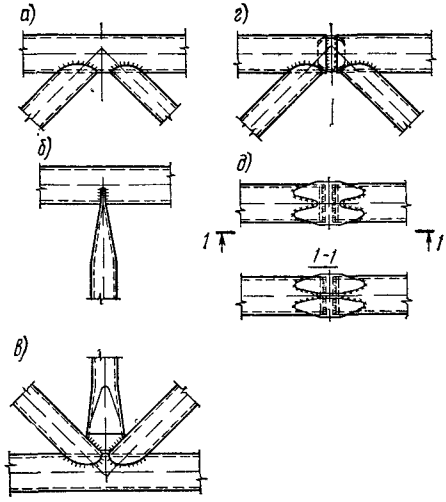


Рис. 11.13. Заводские узлы и монтажные стыки стропильных ферм с элементами из круглых труб

а — крепление раскосов к верхнему поясу; *б* — крепление стойки к верхнему поясу; *в* — крепление раскосов и стойки к нижнему поясу; *г* — монтажный стык в коньке фермы; *д* — монтажный стык нижнего пояса

Заводские узлы и монтажные стыки стропильных ферм с элементами из парных уголков показаны на рис. 11.12.

Стропильные фермы из круглых труб. Наиболее экономичны для ферм электросварные трубы. Для соединения элементов рекомендуются бесфасоночные узлы с непосредственным примыканием деталей решетки к поясам (рис. 11.13). Фигурные резы концов труб выполняются специальными газорезательными машинами, одновременно снимающими фаску. В узлах не рекомендуется взаимное пересечение элементов решетки, поэтому допускается пересечение осей стержней смещать с центра узла. При этом может быть допущен участок общего шва на поясе вместе примыкания элементов решетки.

Опорные узлы ферм выполняются без эксцентриситета. Заводские и монтажные стыки растянутых трубчатых поясов можно выполнять на подкладном кольце или с применением фигурных накладок (рис. 11.13, *д*). В стыках сжатых поясов с переломом оси пояса применяют вставки сферической формы (рис. 11.13, *г*).

Прочность бесфасоночных узлов должна быть проверена расчетом. Точные расчеты узлов трубчатых ферм весьма сложны и практически еще не разработаны. В проектной практике используются эмпирические формулы, предложенные ЦНИИСК им. Кучеренко. Они построены на обобщении результатов экспериментальных исследований, выполненных в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, ЦНИИпроектстальконструкции, ДИСИ и в других организациях.

11.4. СТРОПИЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ СПЛОШНОГО СЕЧЕНИЯ

Стропильные конструкции сплошного сечения целесообразны для покрытий небольших пролетов (12—18 м). Достоинством этих конструкций является существенно меньшая, чем в решетчатых конструк-

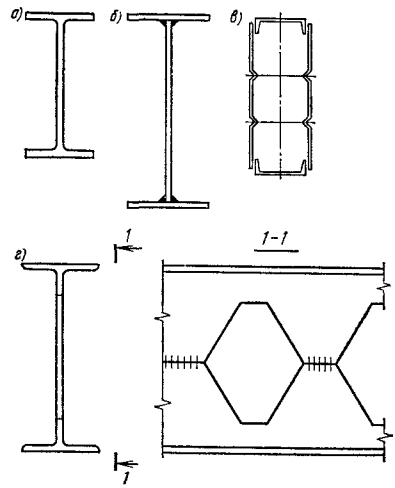


Рис. 11.14. Типы сечений стропильных конструкций сплошного сечения

а — прокатный двутавр; *б* — сварной двутавр; *в* — коробчатое сварное сечение; *г* — сварной двутавр со сквозной стенкой

циях (фермах), строительная высота, что позволяет уменьшить высоту стен здания и эксплуатационные расходы. Кроме этого, сплошные конструкции более просты в изготовлении и монтаже.

Оптимальная высота сечения зависит от нагрузки и составляет $^1/_{15}$—$^1/_{18}$ пролета.

В практике находят применение сечения из прокатных двутавров, в том числе широкополочных, и сварных двутавров из трех листов; коробчатые сварные сечения из двух швеллеров и двух листов, из двутавров со сквозной стенкой, образованных фигурной резкой прокатного двутавра с последующей раздвижкой и сваркой стенки (рис. 11.14). Балки из сквозных двутавров подробно описаны в главе 16.

Сопряжения сплошностенчатых стропильных конструкций с колоннами могут быть шарнирными или жесткими. Примеры сопряжений приведены на рис. 11.15.

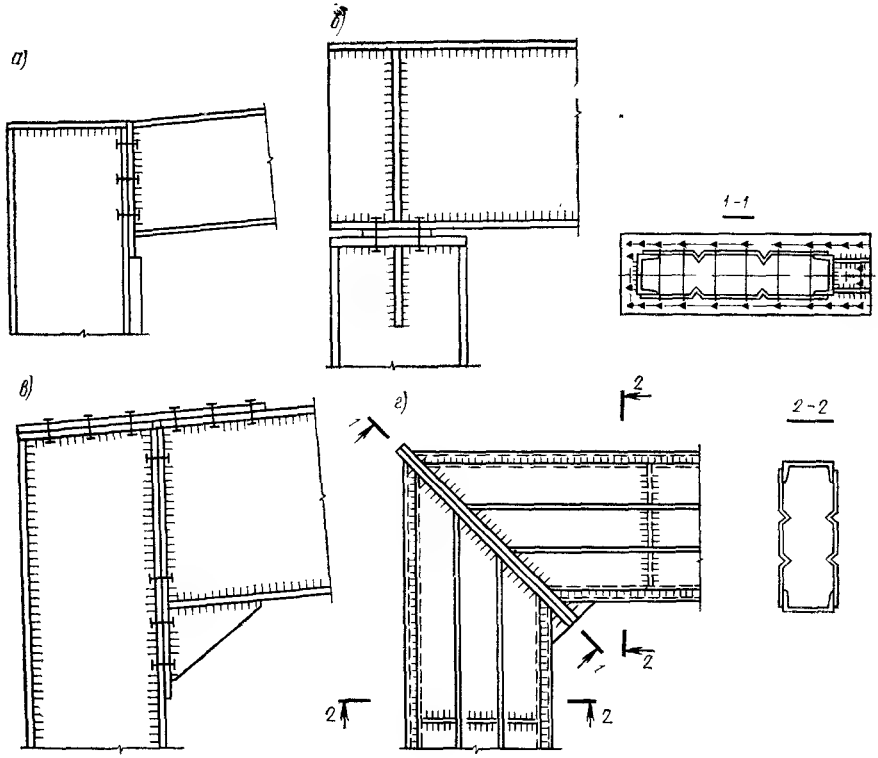


Рис. 11.15. Примеры сопряжений стропильных конструкций сплошного сечения с колоннами
а, б — шарнирные; *в, г* — жесткие

11.5. ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

В случаях, когда шаг колонн больше шага стропильных ферм, промежуточные стропильные фермы опираются на подстропильные конструкции. Подстропильные конструкции размещаются вдоль рядов колонн и опираются на колонны.

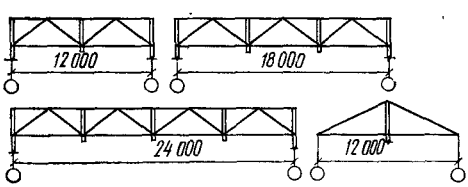


Рис. 11.16. Схемы подстропильных ферм различных пролетов (справа внизу схема фермы с элементами из круглых труб)

В большинстве случаев применяются подстропильные фермы, однако возможно применение и подстропильных балок сплошного сечения.

Подстропильные фермы обычно выполняются с горизонтальными поясами. Подстропильные фермы пролетом 12 м из круглых труб целесообразны треугольного очертания.

В подстропильных фермах с горизонтальными поясами рекомендуется принимать треугольную решетку с дополнительными стойками.

Примеры схем подстропильных ферм различных пролетов приведены на рис. 11.16.

Подстропильные фермы обычно располагаются в одном уровне со стропильными фермами, при этом высота подстропильных ферм зависит от высоты стропильных ферм на опоре и от конструктивного решения сопряжения. Треугольные стропильные фермы опираются на подстропильные сверху. Сопряжение подстропильных ферм с колоннами шарнирное.

В покрытии с шарнирным сопряжением стропильных ферм с колоннами подстропильные фермы опираются на колонны сверху. При жестком сопряжении стропильных ферм с колоннами подстропильные фермы опираются на столики, приваренные к колонне.

Примеры решения узлов сопряжений стропильных и подстропильных ферм приведены на рис. 11.17.

При наличии общих болтов, прикрепляющих две подстропильные фермы к стенке опорной стойки или колонны, в опорных ребрах следует предусматривать вырез (*а* — рис. 11.17) для того, чтобы один болт не был общим и давал возможность закрепить одну подстропильную ферму до установки второй.

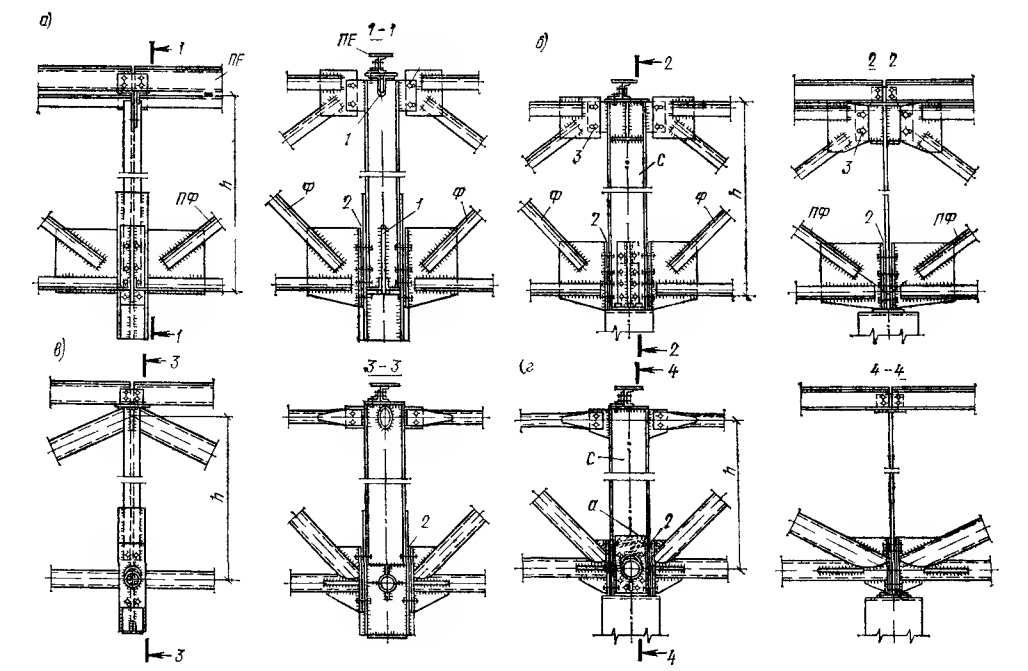


Рис. 11.17. Узлы сопряжения стропильных и подстропильных ферм

а — в пролете при фермах из уголков, *б* — на колонне при фермах из уголков, *в* — в пролете при фермах из круглых труб, *г* — на колонне при фермах из круглых труб, *Ф* — стропильная ферма; *С* — опорная стойка, *ПФ* — подстропильная ферма, *ПЕ* — прогон ендовы; *1* — прорезь в стенке стойки ПФ, *2* — зазор, заполняемый прокладками на монтаже, *3* — продольное (овальное) отверстие

11.6. ПРОГОНЫ

Прогоны применяются в покрытиях с кровельными настилами из листовых плоских или профилированных материалов (стальных, алюминиевых, асбестоцементных и т. п), имеющих ограниченный размер рабочего пролета (до 3—4 м). Прогоны опираются на стропильные и фонарные фермы и в зависимости от шага ферм могут быть сплошными или решетчатыми При неразрезных настилах нагрузки на прогоны сле-

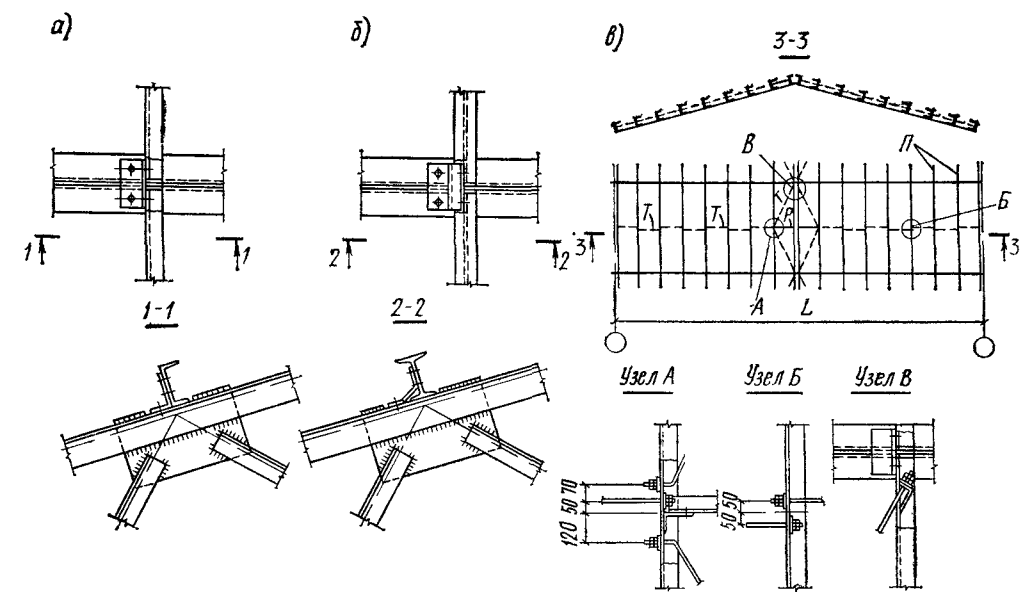


Рис. 11.18. Установка прогонов сплошного сечения и тяжей

а — прогон из швеллера, *б* — прогон из двутавра, *в* — схема установки тяжей, *Т* — тяж, *Р* — распорка, *П* — прогоны

дует определять с учетом неразрезности настилов.

11.6.1. Прогоны сплошного сечения

Прогоны сплошного сечения применяются при шаге стропильных ферм 6 м. Обычно их изготовляют из прокатных или гнутых швеллеров, реже из прокатных двутавров (рис. 11.18). При скатных кровлях прогоны работают на изгиб в двух плоскостях. В этом случае суммарная вертикальная нагрузка q от собственного веса кровли и снега может быть разложена на две составляющие: нормальную скату (q_x) и параллельную ему (q_y — скатная составляющая).

Значения этих нагрузок зависят от угла наклона кровли к горизонту α и равны:

$$q_x = q\cos\alpha; \quad q_y = q\sin\alpha. \qquad (11.4)$$

Если кровельный настил жестко крепится к прогонам, например стальной профилированный настил, образуя сплошной диск, то скатная составляющая воспринимается этим диском, и прогон рассчитывают только на воздействие q_x.

При отсутствии жесткого крепления настила к прогонам, например при кровле из волнистых асбестоцементных листов, расчет прогона производится от двух составляющих по формуле

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leqslant R, \quad (11.5)$$

причем, учитывая, что настил обеспечивает общую устойчивость прогона, можно вести расчет по пластической стадии работы.

Для уменьшения изгибающего момента от скатной составляющей прогоны в плоскости ската раскрепляются тяжами из круглой стали диаметром 18—22 мм (рис. 11.18, *в*). В зависимости от уклона кровли и нагрузки на каждый прогон ставится один или два тяжа. При наличии тяжей изгибающий момент в плоскости ската определяют как в неразрезной балке.

Прогиб прогонов проверяют только в плоскости, нормальной к скату, он не должен превышать 1/200 пролета.

В местах с повышенными снеговыми отложениями, например в перепадах высот зданий, возможно применение прогонов из спаренных швеллеров.

11.6.2. Решетчатые прогоны

При шаге стропильных ферм 12 м прогоны сплошного сечения неэкономичны из-за большого расхода стали. В этих случаях применяются решетчатые прогоны, а также тонкостенные сварные прогоны (глава 15) или сквозные прогоны (глава 16).

Решетчатые прогоны могут иметь разнообразные конструктивные решения (рис 11.19).

При установке решетчатых прогонов на скатные кровли в связи с их малой боковой жесткостью необходимо раскреплять верхние и нижние пояса связями (тяжами). При жестком прикреплении кровельного настила к прогонам дополнительная развязка верхнего пояса не требуется.

Недостаток решетчатых прогонов — их многодельность из-за большого числа элементов и узловых соединений. Наиболее целесообразен трехпанельный прогон (рис. 11.19, *а*), принятый в качестве типового Верхний пояс этого прогона образован из двух швеллеров, остальные элементы образованы из одного швеллера, узловые соединения — на дуговой или контактной сварке. Решетчатые прогоны рассчитывают как статически неопределимую комбинированную систему с жестким неразрезным верхним поясом. Верхний пояс работает на сжатие с поперечным изгибом, остальные элементы рассчитывают на воздействие только продольных сил.

11.7. СВЯЗИ ПОКРЫТИЙ

Система связей покрытия предназначена для обеспечения пространственной работы н

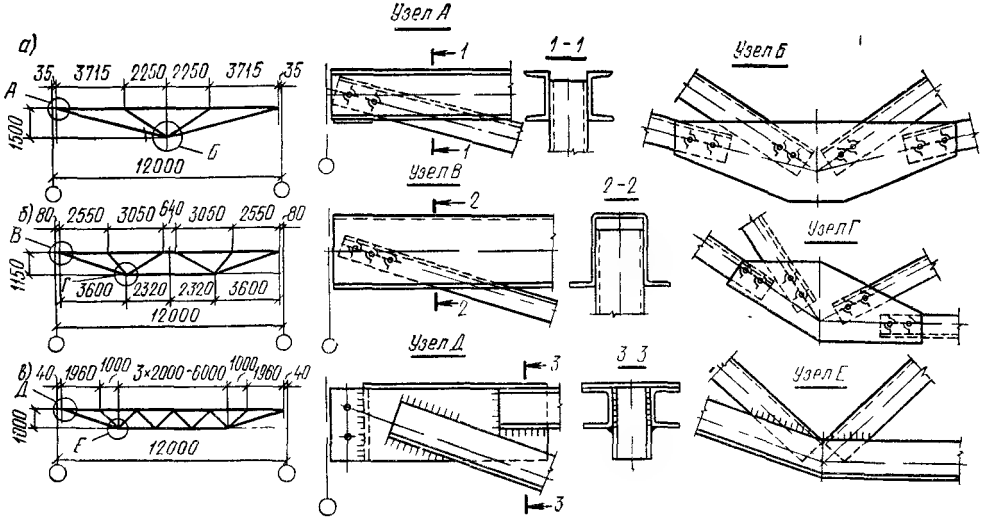


Рис. 11.19 Решетчатые прогоны пролетом 12 м

придания пространственной жесткости каркасу, обеспечения устойчивости конструкций в целом и их отдельных элементов, восприятия горизонтальных нагрузок от ветра, воздействий сейсмики и кранового оборудования, а также для выверки конструкций и обеспечения их устойчивости в процессе монтажа.

Если здание состоит из нескольких температурных (сейсмических) блоков, каждый блок должен иметь самостоятельную систему связей. Система связей покрытия образуется из горизонтальных связей в уровнях нижнего и верхнего поясов ферм и вертикальных связей. Примеры схем расположения элементов связей покрытия приведены на рис. 11.1; 11.2; 11.4; 11.5.

Поперечные горизонтальные связи ставятся в уровне верхнего или нижнего пояса стропильных ферм в каждом пролете здания по торцам температурных блоков. При значительной длине температурного блока (более 144 м) применяют промежуточные поперечные горизонтальные связи. Стропильные фермы, не примыкающие непосредственно к поперечным связям, раскрепляются в плоскости расположения этих связей распорками и растяжками.

На участке расположения поперечных связей ставят вертикальные связи между фермами. При отсутствии поперечных горизонтальных связей в уровне одного из поясов ферм развязка этих поясов ферм «из плоскости» обеспечивается вертикальными связями в сочетании с системой распорок и растяжек. При наличии жесткого диска кровли (железобетонные плиты, стальной профилированный настил) связи в уровне верхних поясов предназначены только для выверки конструкций и обеспечения их устойчивости в процессе монтажа. Возможна также система связей, состоящая из поперечных связей по нижним поясам ферм и из вертикальных связей.

При прогонном решении роль распорок и растяжек в уровне верхних поясов ферм выполняют прогоны.

Связи по нижним поясам ферм применяются двух типов (см рис. 11.2).

Связи типа I состоят из:

а) поперечных горизонтальных связевых ферм, располагаемых в торцах температурных отсеков зданий; при длине температурного отсека более 144 м назначается промежуточная связевая ферма;

б) продольных горизонтальных связевых ферм, размещаемых в одно-, двух- и трехпролетных зданиях вдоль крайних рядов колонн, а в зданиях с числом пролетов более трех — также и вдоль средних рядов колонн с таким расчетом, чтобы связевые фермы были расположены не реже чем через пролет в зданиях с кранами особого режима работы и через два пролета в прочих зданиях;

в) распорок и растяжек.

Связи типа I применяются в зданиях с кранами особого режима работы; в зданиях с подстропильными фермами; в одно- и двухпролетных зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 10 т и более, а при отметке низа стропильных конструкций более 18-м — независимо от грузоподъемности кранов; в зданиях с числом пролетов более двух, оборудованных кранами грузоподъемностью 30 т и более, а при отметке низа стропильных конструкций свыше 22 м — независимо от грузоподъемности кранов.

Связи типа II отличаются от связей типа I отсутствием продольных горизонтальных связевых ферм. Только при шаге стропильных ферм 12 м и наличии по крайним рядам колонн стоек фахверка вдоль

Таблица 11.6. **Рекомендуемые сечения элементов связей**

Наименование элемента	Шаг ферм, м	Электросварные трубы $d\times\delta$, мм	Замкнутые гнутосварные профили $b\times\delta$, мм	Горячекатаные уголки и гнутые открытые профили $b\times\delta$, мм
Распорки	6	От 114×3 до 219×3,5	От 110×3 до 160×4	От ⊥ 80×6 до ⊥ 140×10
	12	От 219×3,5 до 299×4	От 160×4 до 250×4	От гн. [ ] 200×120×5 до гн. [ ] 250×125×5
Раскосы	6; 12*	168×4;	140×4	⊥ 110×8
		114×3 для связей под фонарем	160×4	⊥ 125×8
		—	110×3 для связей под фонарем	⊥ 80×7 для связей под фонарем
Растяжки	6	—	—	⊥ 75×5; 63×5
	12	—	110×3	⊥ 75×5; 100×7

* Ширина связевой горизонтальной фермы при шаге стропильных ферм 12 м принята 6 м (см рис. 11 2, *б*)

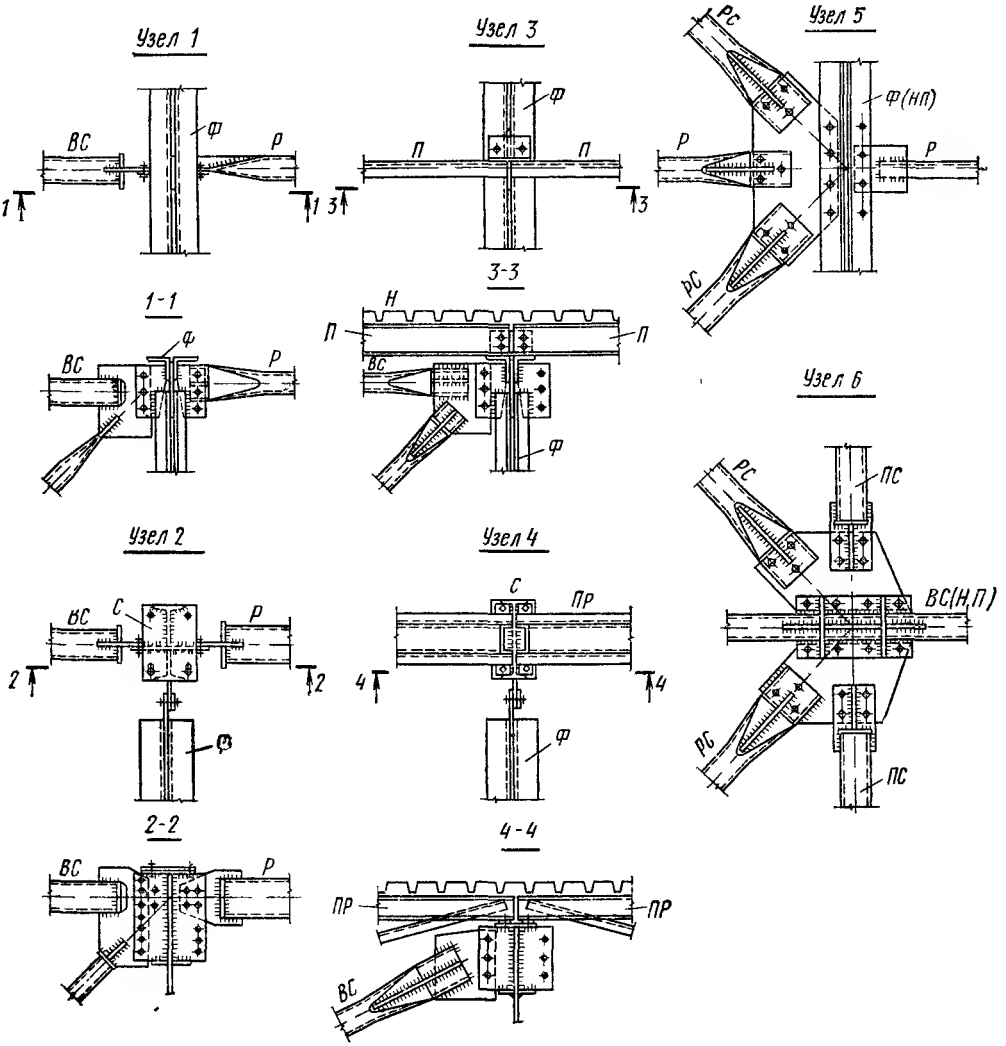


Рис. 11.20. Узлы крепления элементов связей из труб (расположение узлов см. на рис. 11.1, 11.2, 11.4)

Ф — стропильная ферма; *С* — опорная стойка; *Н* — профилированный настил; *П* — прогон; *ПР* — решетчатый прогон; *ВС* — вертикальная связь; *Р* — распорка (растяжка); *ПС* — дополнительный пояс связей; *РС* — раскос; *НП* — нижний пояс фермы или вертикальной связи

крайних рядов колонн устанавливаются продольные связевые фермы.

Связи типа II применяются во всех зданиях, для которых не оговорено примечание связей типа I.

Рекомендуемые сечения элементов связей приведены в табл. 11.6. Более экономичными являются сечения из круглых электросварных труб и замкнутых гнутосварных прямоугольных профилей. Сечения в виде горячекатаных уголков и гнутых открытых профилей применяются в случаях, когда невозможно получить профили первых двух типов. Размеры профилей определяются расчетом.

Вертикальные связи следует выполнять из профилей того же типа, который принят для горизонтальных связей.

Узлы сопряжения элементов связей приведены на рис. 11.20, 11.21.

11.8. СТАЛЬНЫЕ ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ

11.8.1. Стальной профилированный настил

Стальной профилированный настил применяется в утепленных покрытиях производственных зданий (см. рис. 11.3). Настил изготовляют по специальным техническим условиям из оцинкованной рулонной стали (см. главу 2). Профиль настила и детали крепления приведены на рис 11.22. Настил поставляется длиной от 2 до 12 м.

Узел 1

Узел 3

Узел 5

1-1

3-3

Узел 6

Узел 2

Узел 4

2-2

4-4

Рис. 11.21. Узлы крепления элементов связей из горячекатаных уголков и гнутых профилей (обозначения см. на рис. 11.20; расположение узлов см. на рис. 11.1, 11.2, 11.4)

Профилированные листы укладывают по прогонам или непосредственно по стропильным фермам (балкам), располагаемым через 3 или 4 м. В отдельных местах с увеличенными снеговыми отложениями (у перепадов высот профиля покрытия и т. п.) прогоны располагаются через 1,5 м. Листы настила прикрепляют к прогонам или фермам самонарезающими болтами (рис. 11.22, *б*). Соединение листов вдоль длинной стороны производится комбинированными заклепками (рис. 11.22, *в*), что позволяет вести клепку, находясь с одной стороны настила.

Выбор профилеразмера настила производится на основании расчета. Настил в зависимости от длины может применяться разрезной или неразрезной схемы. Основное расчетное сопротивление настила изги-

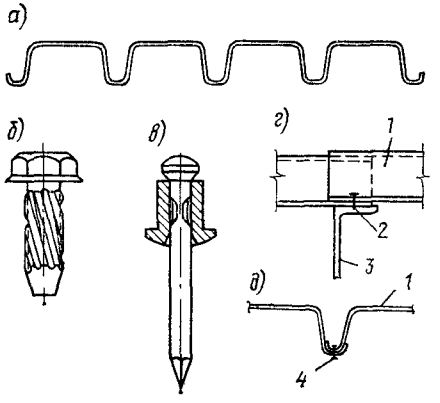


Рис. 11.22. Стальной профилированный настил

а — сечение настила; *б* — самонарезающий болт; *в* — комбинированная заклепка; *г* — крепление настила к прогону; *д* — сопряжение листов настила между собой; *1* — настил; *2* — самонарезающий болт; *3* — прогон; *4* — комбинированная заклепка

бу принимается равным 210 МПа. Относительный прогиб настила не должен превышать 1/150 пролета.

Неразрезной настил при неравномерной снеговой нагрузке разрешается рассчитывать, принимая нагрузку равномерно распределенной в пределах каждого пролета и равной интенсивности (ординате) неравномерной нагрузки в середине каждого пролета.

Стенки гофров на промежуточных опорах настилов рекомендуется проверять по формуле (11.6)* в следующих случаях: при перепадах высот покрытия; при прогонах с узкими полками (тонкостенные или холодногнутые швеллеры); при шаге прогонов менее 3 м;

$$\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_0}+\frac{\sigma_{см}}{\sigma_{см}^{кр}}\right)\leqslant m, \qquad (11.6)$$

где σ_c — расчетное сжимающее нормальное напряжение изгиба в опорном сечении настила, МПа; $\sigma_{см}$ — напряжение смятия в стенке, МПа, определяемое по формуле (11.7); σ_0, $\sigma_{см}^{кр}$ — критические напряжения, МПа, определяемые по формулам (11.8), (11.10); $m=1$ — при опирании на замкнутые профили и полки двутавров; $m=0{,}9$ — при опирании на полки несимметричных профилей;

$$\sigma_{см}=\frac{2P}{sz}, \qquad (11.7)$$

где P — опорное давление, приходящееся на одну стенку гофра; s — толщина настила; z — расчетная длина распределения давления; $z=(b_п+2r)\leqslant 1{,}5\ H$; $b_п$ — ширина полки прогона или верхнего пояса фермы (балки); r — внутренний радиус закругления гофра; H — высота настила;

$$\sigma_0=k_0k_{01}\left(\frac{1000\,s}{H_0}\right)^2, \qquad (11.8)$$

где $k_0=1{,}5\,(\xi^2-\xi+1)$; $\xi=\dfrac{\sigma_c-\sigma_p}{\sigma_c}$;

$$H_0=H-2\,(r+s);$$

σ_c и σ_p — соответственно сжимающие и растягивающие расчетные нормальные напряжения изгиба в опорном сечении настила, взятые со своими знаками;

$$k_{01}=0{,}9-0{,}2\frac{z}{H}\left(1-2{,}45\frac{z}{H}\right); \qquad (11.9)$$

если $z/H\leqslant 0{,}9$ или $\sigma_{см}/\sigma_c\leqslant 0{,}4$, то принимается $k_{01}=1$;

$$\sigma_{см}^{кр}=2260\,k_1\,k_2\,k_3\,k_4, \qquad (11.10)$$

где k_1, k_2, k_3, k_4 принимаются по табл. 11.7.

В формуле (11.10) $\sigma_{см}^{кр}$ даны для стали класса С38/23. При стали другого класса следует $\sigma_{см}^{кр}$ умножить на $\sqrt{R/210}$.

Не допускается применять настил одной высоты, но разной толщины в пределах одного покрытия. Применение настилов разной высоты в частях покрытия здания, расположенных в одном уровне, не рекомендуется.

11.8.2. Металлические панели

В покрытиях производственных зданий находят применение металлические панели с использованием стальных или алюминиевых листов. Ширина панелей 1,5 или 3 м, длина 6 или 12 м. Преимущества панелей — возможность переносить значительную часть работ по устройству кровли в закрытые помещения специализированных мастерских, а также укрупнять монтажные элементы; недостаток — несколько бо́льшая масса, чем в поэлементном решении, и низкий коэффициент загрузки транспортных средств. Металлические панели подразделяются на панели для утепленных и неутепленных покрытий.

Утепленные панели обычно состоят из каркаса, настила, утеплителя и гидроизоляционного слоя. Находят применение также трехслойные панели, состоящие из двух металлических листов, между которыми расположен утеплитель. Кроме того, применяются «монопанели», в которых в отличие от трехслойных панелей верхний слой состоит из мягкой кровли вместо металлического листа.

Одно из возможных решений панели показано на рис. 11.23. В этой панели по продольным элементам-прогонам из гнутых С-образных профилей *1* с приваренными к ним уголками *2* прикреплен оцинкованный профилированный настил. Сверху на настил наклеивается жесткий эффективный утеплитель типа пенополистирола, по которому укладывают несколько слоев рулонного ковра. Наклейка утеплителя и одного

* Предложения по методике расчета стальных профилированных настилов для кровельных покрытий составлены Е. И. Шкловским. Днепрпроектстальконструкция, 1975.

Таблица 11.7. Значения коэффициентов k_1, k_2, k_3, k_4

Коэффициент	$b_п$, мм				r, мм			H, мм				s, мм		
	40	60	80	100	3	3,5	5	40	60	80	120	0,8	0,9	1
k_1*	0,192	0,161	0,141	0,130	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
k_2	—	—	—	—	0,695	0,668	0,587	—	—	—	—	—	—	—
k_3	—	—	—	—	—	—	—	0,40	0,36	0,335	0,302	—	—	—
k_4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,8	0,9	1,0

* При определении k_1 принимается $b_п\leqslant(1{,}5H-2r)$.

слоя рулонного ковра, как правило, выполняется заранее в закрытых помещениях, а остальные слои ковра укладывают на уже смонтированное покрытие.

Известны и другие решения комплексных панелей с включенными в их состав конструкциями прогонов, разработанные

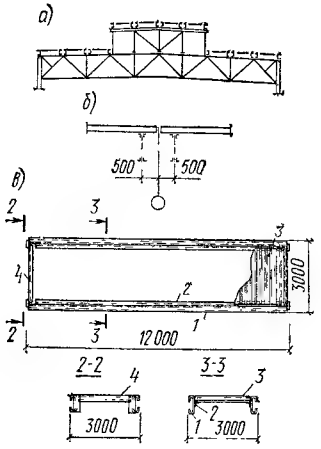


Рис. 11.23. Металлические утепленные панели покрытий производственных зданий

а — схема расположения панелей; *б* — температурный шов; *в* — схема конструкций панели; *1* — продольный С-образный элемент — прогон; *2* — продольный уголок; *3* — профилированный настил; *4* — бортовой швеллер

различными организациями. В ЦНИИпроектстальконструкции предложена панель, отделенная от прогонов, благодаря чему число продольных элементов прогонов почти в 2 раза меньше. Применение утепленных панелей должно быть обосновано технико-экономическими расчетами.

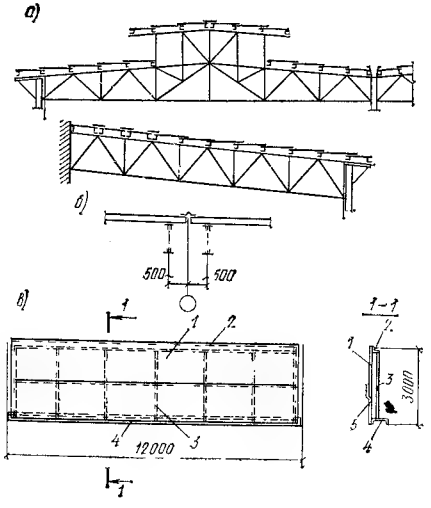


Рис. 11.24. Неутепленные панели покрытий горячих цехов заводов черной металлургии

а — схема расположения панелей; *б* — температурный шов; *в* — схема конструкции панели; *1* — обшивка из листов толщиной 3—4 мм; *2* — уголок; *3* — ребро жесткости; *4* — продольный элемент — прогон; *5* — стык обшивки

Неутепленные панели применяются в покрытиях зданий или участков зданий со значительными тепловыделениями (например, горячие цехи заводов черной металлургии). Панель пролетом 12 м и шириной 3 м со стальной обшивкой толщиной 3—4 мм показана на рис. 11.24.

11.9. ФОНАРИ

Для освещения и аэрации помещений производственных зданий на покрытиях устанавливаются фонари. Фонари подразделяются на светоаэрационные и аэрационные. Конструкции фонарей выполняются стальными и при стальных несущих конструкциях покрытия, и при железобетонных.

Расчет фонарей производится на воздействие постоянных (вес покрытия, остекления, борта, механизмов открывания переплетов и собственный вес конструкций фонаря) и временных (снег, ветер) нагрузок.

11.9.1. Светоаэрационные фонари

Светоаэрационные фонари совмещают функции освещения и аэрации (в отдельных случаях используются только как световые).

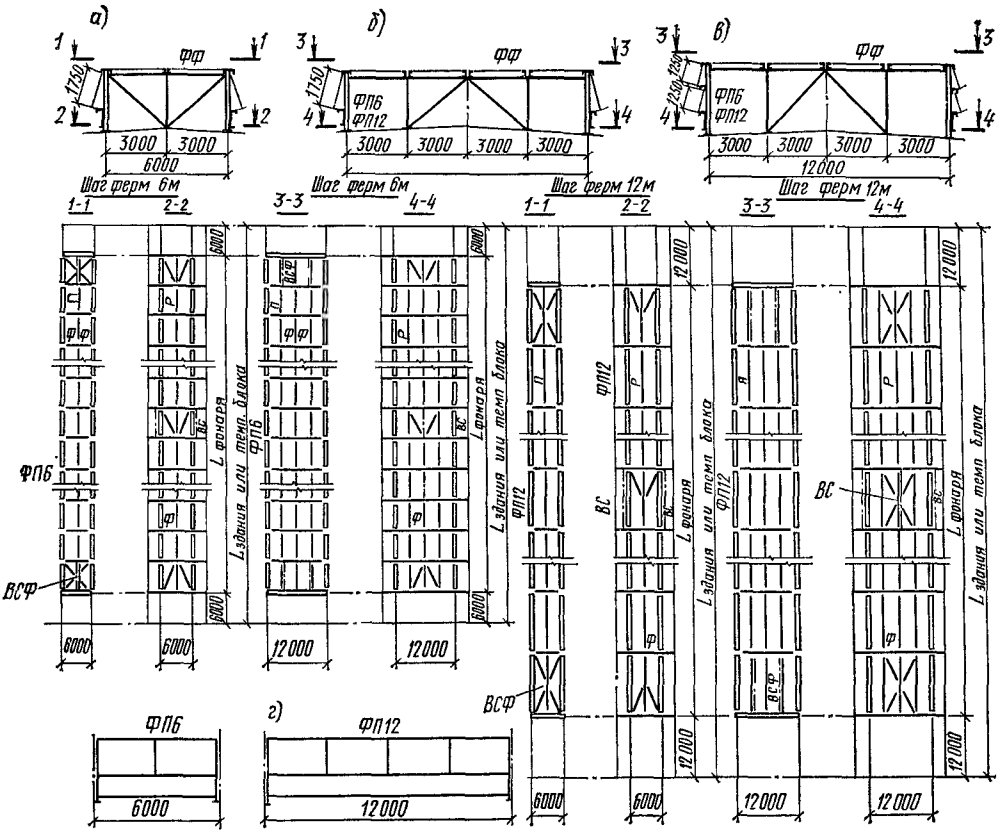
Не рекомендуется совмещать функции освещения и аэрации в цехах с большими выносами пыли и газов, быстро загрязняющими светопрозрачные поверхности.

Наиболее широко применяются П-образные фонари с наружным отводом воды, располагаемые вдоль пролетов зданий (продольные фонари). Для пролетов зданий 12, 15, 18 м применяются фонари шириной 6 м, для пролетов 24 м и более — шириной 12 м.

Высота фонарей зависит от необходимых размеров поверхности остекления, определяемой светотехническим расчетом. Переплеты остекления располагаются вдоль боковых поверхностей фонарей, в отдельных случаях — также в торцах фонарей. Длина фонаря не должна превышать 84 м. Фонари не должны доходить до торца здания или до температурного шва на один шаг стропильных ферм.

Для остекления применяются типовые фонарные переплеты, имеющие высоту 1250 и 1750 мм, устанавливаемые в один или в два яруса по высоте. Обычно для фонаря шириной 6 м применяются переплеты высотой 1750 мм в один ярус, а для фонаря шириной 12 м переплеты высотой 1750 мм в один ярус или переплеты высотой по 1250 мм, устанавливаемые в два яруса. Под переплетами в фонарях расположен борт высотой 600—800 мм. Переплеты могут быть глухими или открывающимися, для их открывания предусмотрены механизмы (см. главу 13).

Конструктивное решение светоаэрационных фонарей приведено на рис. 11.25—11.27. В этом конструктивном решении основными элементами фонаря являются: поперечная ферма, продольная панель и си-


а)
б)
в)
ФФ
ФП6
ФП12
1750
1250
3000
6000
12000
Шаг ферм 6м
Шаг ферм 12м
1-1
2-2
3-3
4-4
ВСФ
ВС
L фонаря
L здания или темп. блока
г)

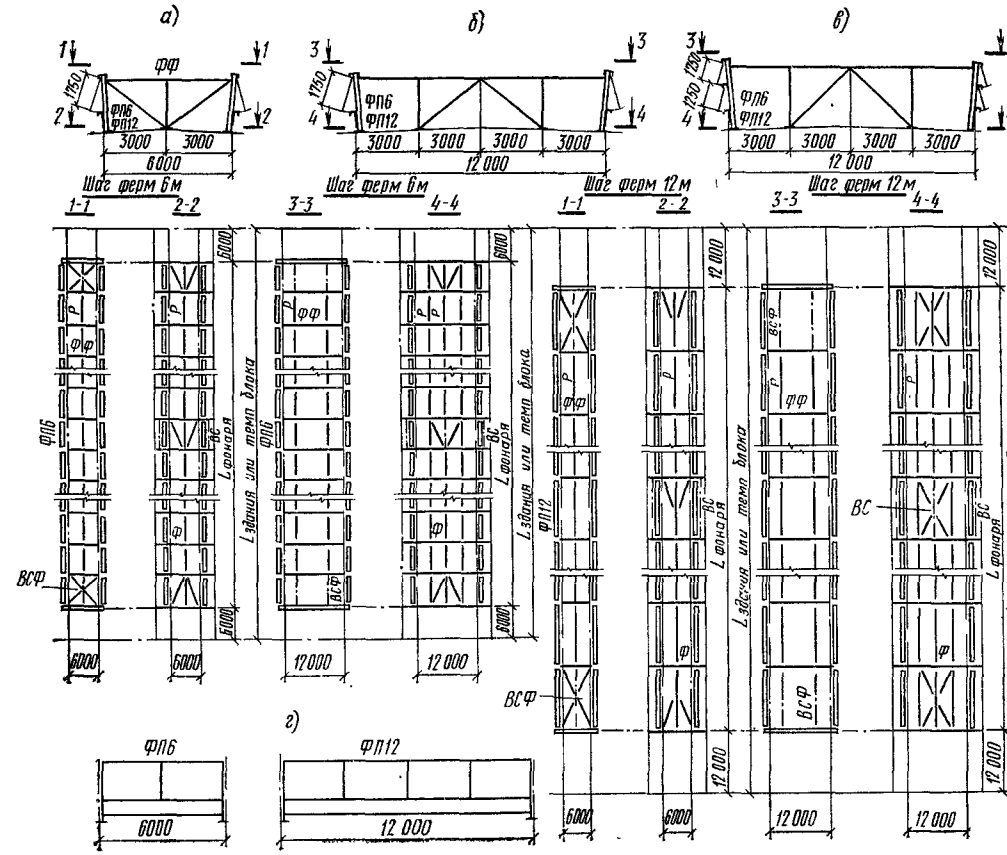

а)
б)
в)
ФФ
ФП6
ФП12
1750
1250
3000
6000
12000
Шаг ферм 6м
Шаг ферм 12м
1-1
2-2
3-3
4-4
ВСФ
ВС
L фонаря
L здания или темп блока
г)

Рис. 11.25. Светоаэрационные фонари при применении в покрытии стального профилированного настила

а — фонарь шириной 6 м; *б* — то же, 12 м с одноярусным остеклением; *в* — то же, 12 м с двухъярусным остеклением; *г* — продольные панели фонарей; *Ф* — стропильная ферма; *П* — прогон; *Р* — распорка (растяжка); *ВС* — вертикальная связь покрытия; *ФФ* — ферма фонаря; *ФП6* — панель фонаря длиной 6 м; *ФП12* — панель фонаря длиной 12 м; *ВСФ* — вертикальная связь фонаря

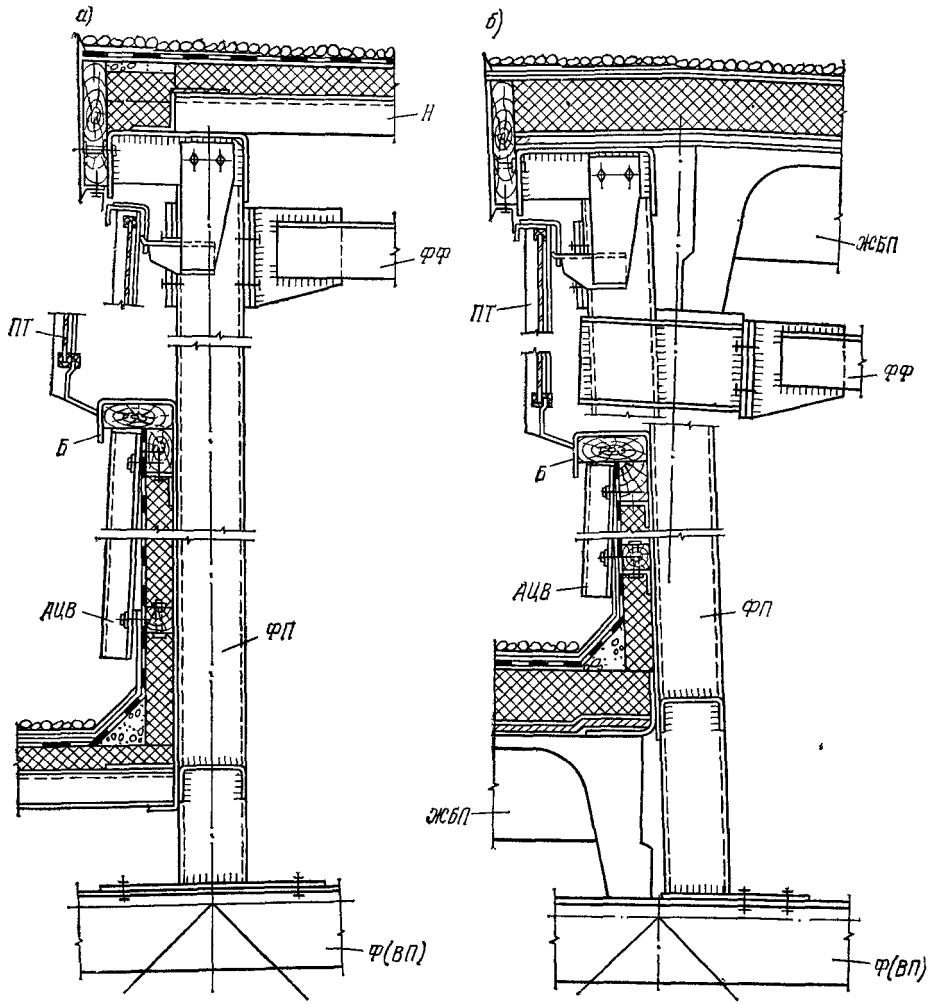


Рис. 11.27. Детали светоаэрационных фонарей

а — при кровле с применением стального профилированного настила; *б* — при кровле с применением железобетонных плит; *Ф (ВП)* — верхний пояс стропильной фермы; *ФФ* — ферма фонаря; *ФП* — панель фонаря; *Н* — настил; *ЖБП* — железобетонная плита; *ПТ* — переплет; *Б* — борт фонаря из холодногнутого профиля; *АЦВ* — обшивка из асбестоцементных волнистых листов

стема связей. Конструкции фонаря опираются на стропильные фермы (балки).

Ограждающая конструкция покрытия фонаря выполняется такой же, как ограждающая конструкция покрытия здания.

11.9.2. Аэрационные фонари

В зданиях со значительными тепловыделениями применяются аэрационные фонари, предназначенные только для аэрации помещения. Для того чтобы исключить задувание и обеспечить нормальную работу фонарей, их снабжают ветроотбойными щитами (панелями). Ветроотбойные щиты могут быть подвешены к консольной части конструкции фонарей или могут опираться непосредственно на покрытие здания. Для лучшей работы фонаря иногда применяют поворотные ветроотбойные щиты. Другим, более распространенным способом регулировки работы фонарей служит уст-

Рис. 11.26. Светоаэрационные фонари при применении в покрытии железобетонных плит

а — фонарь шириной 6 м; *б* — то же, 12 м с одноярусным остеклением; *в* — то же, 12 м с двухъярусным остеклением; *г* — продольные панели фонарей

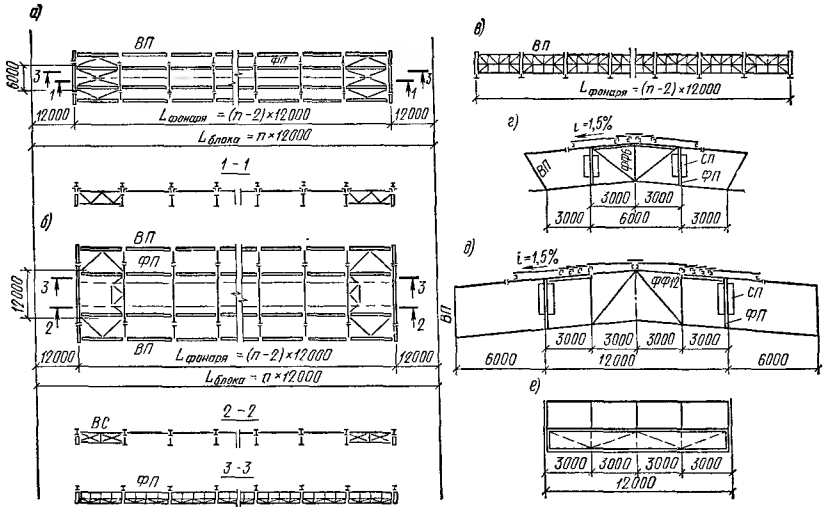


Рис. 11.28. Аэрационные фонари с применением стальных щитов покрытия при шаге стропильных ферм 12 м

а — план связей по фонарям шириной 6 м; *б* — план связей по фонарям шириной 12 м; *в* — ветрозащитные панели (*ВП*); *г* — ферма фонаря шириной 6 м (*ФФ6*); *д* — ферма фонаря шириной 12 м (*ФФ12*); *е* — фонарная панель (*ФП*); *ВС* — вертикальная связь; *СП* — поворотная створка

ройство поворотных створок в неподвижных фонарных панелях.

В качестве покрытия фонарей применяются стальные щиты с обшивкой из листовой стали толщиной 3 мм. Ветроотбойные щиты и торцы фонарей обшивают асбестоцементными волнистыми листами. Фонарные панели имеют борта из листовой стали толщиной 3 мм. Поворотные створки обшиты либо профилированным настилом, либо листовой сталью толщиной 2—3 мм.

Необходимую ширину горловины фонаря и высоту вертикального проема устанавливают специальным расчетом.

Пример решения аэрационного фонаря при шаге стропильных ферм 12 м приведен на рис. 11.28.

11.10. КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ ДЛЯ КОНВЕЙЕРНОЙ СБОРКИ И БЛОЧНОГО МОНТАЖА

Конвейерная сборка и блочный монтаж покрытий промышленных зданий представляют собой новый высокопроизводительный метод производства строительно-монтажных работ. Сущность метода и отличие его от традиционных способов строительства состоят в том, что подавляющая часть работ по устройству покрытий, а также по монтажу трубопроводов, вентиляционных устройств и другого оборудования, расположенного в межферменном пространстве, выполняемая обычно поэлементно на высоте покрытия, переносится на конвейер, действующий в непосредственной близости от строящегося здания, а монтаж покрытий ведется крупными блоками высокой готовности (см. главу 43).

Конвейерная сборка и блочный монтаж применяются для устройства покрытий со стальными несущими и легкими ограждающими конструкциями, состоящими из стальных профилированных настилов, эффективных утеплителей и мягкой кровли. Конвейерная сборка блоков покрытия предусматривает завершенное устройство как несущих конструкций (с окраской), так и ограждающих, включая гравийно-битумный защитный слой кровли, обделку всех примыканий в пределах блока, остекление фонарей и другие работы. В зависимости от решения стыка блоков (в проектном положении) устройство прилегающих к нему небольших участков ограждений конструкций может быть на конвейере не завершено. Необходимо предусматривать также сборку на конвейере всех коммуникаций и устройств, размещаемых по проекту в межферменном пространстве. Использование конвейера для сборки только металлических конструкций покрытий не рекомендуется.

Конвейерная сборка и блочный монтаж покрытий могут применяться:

для зданий с сетками колонн 18×12, 24×12, 30×12 и 36×12, с металлическими или железобетонными колоннами; этот метод может быть применен и для зданий с другими сетками колонн, если целесообразность его подтверждается соответствующими исследованиями и технико-экономическими обоснованиями;

для зданий, оборудованных мостовыми или подвесными кранами, а также бескрановых зданий (здания, оборудованные мостовыми кранами, при строительстве которых блоки покрытий могут быть доставлены от конвейера к месту установки по подкрановым путям, не должны иметь изломов в плане со стороны конвейера);

для зданий с фонарями и без фонарей.

Покрытие должно формироваться из минимального числа (2—3) типоразмеров

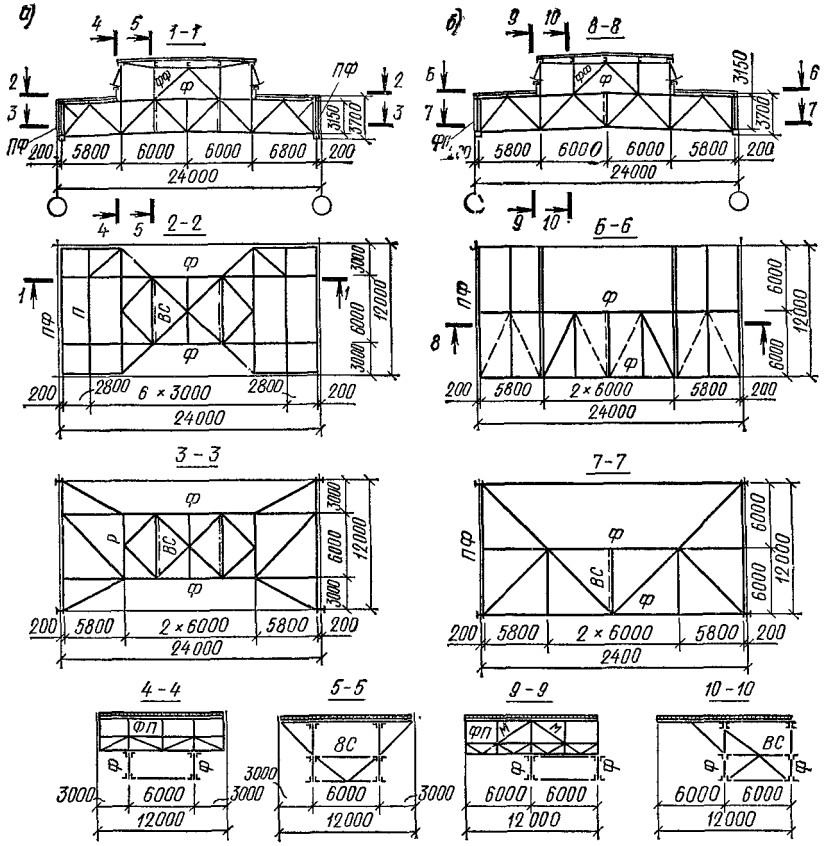


Рис. 11.29. Стальные конструкции одноэтажных производственных зданий для условий конвейерной сборки и блочного монтажа

а — симметричный блок; *б* — несимметричный блок; *ФП* — продольная панель фонаря; *М* — связь на время монтажа; остальные обозначения см. в подписи к рис. 11.25. Пунктиром (*б—б*) показаны связи, располагаемые только в связевых панелях (через 72 м)

блоков, имеющих незначительные различия (например, с фонарем и без него). Такие покрытия могут применяться для зданий с одинаковыми по всей площади пролетами и шагами колонн, а также близкими по значению нагрузками и другими параметрами. Площадь здания должна быть не менее 50 тыс. м². Здания на одной площадке или отдельные участки здания, строительство которых будет вестись последовательно и покрытие каждого из которых (в отдельности) удовлетворяет указанным условиям, должны иметь площадь не менее 30 тыс. м². Границы участков здания с различными пролетами или другими параметрами рекомендуется совмещать с температурными швами. Применение конвейерной сборки и блочного монтажа предпочтительно для зданий, профиль которых не имеет перепадов. При наличии сравнительно небольших участков, отличающихся параметрами от основной части здания, рекомендуется для их возведения использовать обычные методы монтажа.

Блоки покрытий рекомендуется проектировать в предположении их монтажа существующими механизмами — башенными или козловыми кранами грузоподъемностью соответственно до 50 или 90 т. Поэтому для покрытий больших пролетов (30, 36 м) в отдельных случаях могут применяться не полностью подготовленные блоки, например без защитного слоя кровли.

При конструировании блоков следует стремиться к максимальному ограничению объема монтажной сварки как на конвейере, так и при установке блоков в проектное положение.

Примеры конструкций для конвейерной сборки и блочного монтажа приведены на рис. 11.29. На рис. 11.29, *а* показан фонарный блок покрытия размером 24×12 м, несущие конструкции которого состоят из двух стропильных ферм, смещенных с осей колонн на 3 м, двух подстропильных ферм, опирающихся на колонны и смещенных с разбивочных осей на 200 мм, элементов фонаря, неразрезных трехпролетных (3+6+3 м) прогонов и системы связей. Особенностью таких блоков является расположение колонн и стропильных ферм в разных плоскостях, а также наличие парных подстропильных ферм по средним рядам колонн.

Другой вариант фонарного блока также размером 24×12 м (рис. 11.29, *б*) состоит из двух стропильных ферм, одна из которых расположена по осям колонн, а другая опирается на подстропильные фермы посередине их пролета (так же, как и в первом варианте, в блок включены две подстропильные фермы), элементов фонаря, неразрезных двухпролетных прогонов (6+6 м) и системы связей. Концы консолей продольных фонарных панелей и прогонов после установки блока в проектное положение опираются на стропильную ферму смежного, ранее установленного блока. В здании, скомпонованном из таких блоков, стропильные фермы и колонны расположены в одном створе и образуют обычные плоские рамы. Недостатки этого варианта: наличие парных подстропильных ферм, а также то, что блок состоит только из стальных конструкций и профилированного настила (без устройства кровли) из-за существенной перегрузки средней стропильной фермы.

11.11. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОКРЫТИЙ ЗДАНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В РАЙОНАХ С ПОВЫШЕННОЙ СЕЙСМИЧНОСТЬЮ

При проектировании стальных конструкций покрытий зданий, возводимых в районах с повышенной сейсмичностью, учитываются специальные требования главы СНиП II-А.12-69* «Строительство в сейсмических районах», установленные применительно к зданиям, возводимым в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов. На строительных площадках, сейсмичность которых превышает 9 баллов, возводить здания, как правило, не допускается. Мероприятия по обеспечению сейсмостойкости покрытий принимаются в зависимости от расчетной сейсмичности зданий, определяемой по СНиП II-А.12-69* уровнем сейсмичности района строительства и назначением здания.

При проектировании покрытий зданий следует предусматривать максимальное снижение их массы. Поэтому наряду с применением стальных несущих конструкций рекомендуется применять легкие ограждающие конструкции (стальной профилированный настил, алюминиевые панели, асбестоцементные волнистые листы усиленного профиля), а в качестве утеплителя — легкие эффективные материалы.

Покрытия зданий должны быть жесткими в горизонтальной плоскости и надежно связаны с вертикальными несущими конструкциями.

Конфигурация покрытия в плане и его конструктивное решение должны удовлетворять условиям симметричного и равномерного распределения масс и жесткостей. Покрытия сложной формы в плане или с размерами, превышающими предельно допустимые по СНиП II-А.12-69*, а также с резко отличающимися конструкциями или высотами отдельных участков должны разделяться антисейсмическими швами на отдельные отсеки прямоугольной формы.

Конструкции покрытий зданий, возводимых в сейсмических районах, рассчитывают в соответствии с требованиями главы СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия»: на основные сочетания; на особое сочетание с учетом сейсмического воздействия; при этом расчет производится по первому предельному состоянию (по несущей способности).

При расчете с учетом сейсмических воздействий к значениям расчетных нагрузок вводятся коэффициенты сочетаний: для постоянных нагрузок — 0,9; для временных длительных — 0,8; для кратковременных нагрузок на перекрытия, снеговых нагрузок и нагрузок от веса подвесных кранов — 0,5.

При расчете конструкций покрытий с учетом сейсмического воздействия нагрузки от ветра, динамические воздействия от оборудования, горизонтальные инерционные силы от масс на гибких подвесках, тормозные и боковые усилия от кранов и температурные климатические воздействия не учитываются. Грузоподъемность крана и вес тележки учитывается только при определении вертикальной сейсмической силы, при этом грузоподъемность учитывается с коэффициентом 0,3.

Сейсмические силы могут иметь любое направление в пространстве; при проектировании покрытий зданий сейсмические силы обычно принимаются действующими горизонтально в направлениях продольной или поперечной оси. Действие сейсмической нагрузки в обоих направлениях учитывается раздельно.

Расчетные значения сейсмической нагрузки определяют в соответствии с указаниями СНиП II-А.12-69*.

При расчете на прочность элементов стальных конструкций покрытий, помимо коэффициентов условий работы, принимаемых по СНиП II-В.3-72, ввиду кратковременности действия сейсмической нагрузки учитывается дополнительный коэффициент условий работ $m_{кр}=1{,}4$. При расчете сварных соединений принимается коэффициент $m_{кр}=1$. При расчете на устойчивость сжатых и сжато-изогнутых элементов гибкостью более 100 принимается коэффициент $m_{кр}=1$, а для элементов гибкостью от 20 до 100 — по интерполяции между $m_{кр}=1{,}25$ и $m_{кр}=1$. При расчете стальных конструкций покрытий, находящихся в неотапливаемых помещениях или на открытом воздухе, при расчетной температуре наружного воздуха ниже —40° С принимается коэффициент $m_{кр}=1$.

11.12. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОКРЫТИЙ ЗДАНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В РАЙОНАХ КРАЙНЕГО СЕВЕРА

Стальные конструкции, эксплуатируемые или монтируемые в районах с диапазоном температур наружного воздуха от —40° до —65° С, подвержены повышенной опасности хрупкого разрушения. Во избежание этого следует принимать соответствующие меры. Прежде всего, согласно тре-

бованиям СНиП II-В.3-72, должен быть выбран материал конструкций (марки стали), обладающий повышенной сопротивляемостью хрупкому разрушению (см. гл. 1).

При проектировании сварных стальных конструкций покрытий в первую очередь следует стремиться к тому, чтобы уменьшить остаточные напряжения, местные напряжения, вызванные воздействием сосредоточенных нагрузок и деформации деталей соединений. Кроме того, следует избегать резких геометрических концентраторов напряжений, в особенности расположенных на участках с высокими местными напряжениями, и ориентированных поперек направления действующих растягивающих напряжений. При этом следует учитывать, что конструкции со сплошной стенкой обладают меньшим количеством концентраторов напряжений и менее чувствительны к эксцентрицитетам по сравнению с решетчатыми конструкциями.

При проектировании монтажных соединений следует, как правило, применять болтовые соединения с использованием обычных и высокопрочных болтов. Выбор типа и материала болтов следует производить в соответствии с указаниями СНиП II-В.3-72 и рекомендациями гл. 3.

11.13. ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ

Действующие серии типовых стальных конструкций покрытий предназначены для отапливаемых и неотапливаемых зданий с унифицированными пролетами при применении в покрытии железобетонных плит, стального профилированного настила и волнистых асбестоцементных листов.

Серии типовых покрытий разработаны для бескрановых зданий и зданий, оборудованных подвесными или опорными кранами.

В сериях приводятся указания по общей компоновке покрытий с примерами; конструкции и сортаменты стропильных и подстропильных ферм, связей, опорных стоек, прогонов и фонарей; основные узлы сопряжений элементов; показатели расхода стали и указания по назначению марок стали. Как правило, стропильные фермы запроектированы комбинированными — из сталей класса С46/33 и С38/23, подстропильные фермы — из стали класса С46/33.

11.13.1. Покрытия отапливаемых зданий

Типовые стальные конструкции отапливаемых зданий запроектированы под кровлю с внутренним отводом воды. Стропильные фермы приняты с параллельными поясами с уклоном поясов 1,5%. Исключение составляют фермы пролетом 18 м, имеющие горизонтальный нижний пояс при уклоне верхнего пояса 1,5%. Опирание стропильных ферм на колонны и подстропильные фермы, а также подстропильных ферм на колонны шарнирное. Решетка стропильных ферм треугольная с дополнительными стойками, с размером панели верхнего пояса 3 м. Шаг стропильных ферм 6 или 12 м (для зданий с подвесным транспортом только 6 м). На покрытие могут быть установлены светоаэрационные фонари: на пролеты 18 м — шириной 6 м, на пролеты 24, 30 и 36 м — шириной 12 м Конструкции покрытий могут устанавливаться на стальные или железобетонные колонны.

Конструкции предназначены для применения в I—IV ветровых районах и в I—V снеговых районах (в V снеговом районе только для бесфонарных пролетов).

Стропильные и подстропильные фермы по сериям 1.460-2, 1.460-4, 1.460-3 и ПК-01-130/66 запроектированы из горячекатаных уголков.

Серия 1.460-2. Стальные конструкции покрытий производственных зданий с применением железобетонных плит

Наряду с применением для отапливаемых зданий конструкции могут применяться для однопролетных неотапливаемых зданий с устройством кровли без укладки утеплителя.

Выпуск 1. Покрытия пролетами 18, 24, 30 и 36 м для зданий, возводимых в несейсмических районах с расчетной температурой —40° С и выше. Шаг колонн 6 или 12 м по крайним рядам; 6, 12, 18 и 24 м по средним рядам.

Выпуск 2. Покрытия пролетом 18 м со стропильными фермами пониженной высоты для зданий, возводимых в несейсмических районах, с расчетной температурой —40° С и выше. Конструкции предназначены для зданий, компонуемых только из пролетов 18 м, в которых по условиям эксплуатации не требуется повышенная высота межферменного пространства.

Серия 1.460-4. Стальные конструкции покрытий производственных зданий с применением стального профилированного настила

Выпуск 1. Покрытия пролетами 18, 24, 30 и 36 м для зданий, возводимых в несейсмических районах с расчетной температурой —40° С и выше. Шаг колонн 6 или 12 м по крайним и средним рядам.

Выпуск 2. Подстропильные фермы пролетами 18 и 24 м. Выпуск является дополнением к выпуску 1 и предназначен для зданий с шагом колонн по средним рядам 18 или 24 м.

Выпуск 3. Покрытия пролетами 18, 24, 30 и 36 м для зданий, возводимых в районах с расчетной температурой —40° С и выше при расчетной сейсмичности 7 баллов для I—IV снеговых районов и 8 и 9 баллов для I—III снеговых районов.

Выпуск 4. Покрытия пролетами 18, 24, 30 и 36 м для зданий, возводимых в несейсмических районах с расчетной температурой ниже —40° С. Шаг стропильных ферм 6 м, шаг колонн 6 и 12 м по средним и крайним рядам. Здания бесфонарные. Материал конструкций — низколегированная сталь класса С46/33.

Выпуск 5. Покрытия пролетами 18 и 24 м со стропильными фермами пониженной высоты для зданий, возводимых в не-

сейсмических районах с расчетной температурой —40° С и выше. Конструкции предназначены для зданий, компонуемых только из пролетов 18 и 24 м, в которых по условиям эксплуатации не требуется повышенная высота межферменного пространства.

Выпуск 6. Покрытия пролетом 18 м со стропильными фермами пониженной высоты для зданий, возводимых в несейсмических районах с расчетной температурой ниже —40° С. Конструкции предназначены для зданий, компонуемых только из пролетов 18 м, в которых по условиям эксплуатации не требуется повышенная высота межферменного пространства.

Выпуск 7. Покрытия пролетами 18 и 24 м для зданий со стропильными фермами пониженной высоты, возводимых в районах с расчетной температурой —40° С и выше при расчетной сейсмичности 7 баллов для I—IV снеговых районов и 8 и 9 баллов для I—III снеговых районов. Конструкции этого выпуска предназначены для зданий, компонуемых только из пролетов 18 и 24 м, в которых по условиям эксплуатации не требуется повышенная высота межферменного пространства.

Серия 1.460-3. Стальные конструкции одноэтажных производственных зданий для условий конвейерной сборки и блочного монтажа

Выпуск 1. Покрытия пролетами 24 и 30 м для зданий, возводимых в несейсмических районах с расчетной температурой —40° С и выше. Конструкции выпуска запроектированы под кровлю с применением стального профилированного настила при шаге стропильных ферм 6 м и шаге колонн 12 м по крайним и средним рядам. Конструкции могут применяться в бескрановых зданиях, зданиях с подвесными кранами и мостовыми кранами легкого и среднего режимов работы грузоподъемностью до 75 т. Стропильные фермы приняты по выпуску 1 серии 1.460-4.

Серяя 1.460-5. Стальные конструкции покрытий производственных зданий с применением круглых труб

Выпуск 1. Покрытия пролетами 18, 24 и 30 м для зданий, возводимых в несейсмических районах с расчетной температурой —40° С и выше. Конструкции выпуска запроектированы под кровлю с применением стального профилированного настила при шаге колонн 6 или 12 м по крайним и средним рядам. Стропильные фермы имеют горизонтальный нижний пояс и верхний пояс с уклоном 1,5%. Подстропильные фермы треугольного очертания. Стропильные и подстропильные фермы запроектированы в двух вариантах по материалу: из стали класса С38/23 и комбинированные из сталей классов С46/33 и С38/23.

Выпуск 2. Покрытия пролетами 18, 24 и 30 м для зданий, возводимых в районах с расчетной температурой —40° С и выше при расчетной сейсмичности 7 баллов для I—IV снеговых районов и 8 и 9 баллов для I—III снеговых районов.

Серия 1.460-8. Стальные конструкции покрытий производственных зданий с применением широкополочных тавров.

Стропильные и подстропильные фермы запроектированы с применением в поясах тавров — половинок двутавров с параллельными гранями полок (широкополочных двутавров), элементы решетки — из парных уголков.

Выпуск 1. Покрытия пролетами 18, 24, 30 и 36 м с применением стального профилированного настила для зданий, возводимых в несейсмических районах с расчетной температурой —40° С и выше. Шаг колонн 6 или 12 м по крайним и средним рядам.

Выпуск 2. Покрытия пролетами 18, 24, 30 и 36 м для зданий, возводимых в районах с расчетной температурой —40° С и выше при расчетной сейсмичности 7 баллов для I—IV снеговых районов и 8 и 9 баллов для I—III снеговых районов.

Выпуск 3. Покрытия пролетами 18, 24, 30 и 36 м для зданий, возводимых в несейсмических районах с расчетной температурой ниже —40° С. Шаг стропильных ферм 6 м, шаг колонн 6 и 12 м по средним и крайним рядам. Здания бесфонарные. Материал стропильных и подстропильных ферм — низколегированная сталь класса С46/33.

Серия 1.462-5. Стальные решетчатые прогоны пролетом 12 м

Конструкция прогонов разработана для покрытий с применением стального оцинкованного профилированного настила при шаге стропильных ферм 12 м для зданий, возводимых в районах с расчетной температурой —40° С и выше. Материал конструкций — сталь класса С38/23. Изготовление прогонов предусматривается на поточных линиях с применением контактной точечной сварки.

До освоения производства на поточных линиях прогоны могут изготовляться с применением дуговой электросварки по чертежам, распространяемым ЦНИИпроектстальконструкцией (выпуск ОТП-2117).

11.13.2. Покрытия неотапливаемых зданий

Серия ПК-01-130/66. Стальные конструкции покрытий неотапливаемых зданий пролетами 18, 24, 30 и 36 м под кровлю из асбестоцементных волнистых листов

Конструкции предназначены для однопролетных производственных и складских зданий без фонарей с шагом стропильных ферм 6 м при опирании на железобетонные колонны. Кровля с наружным водоотводом. Фермы треугольные с уклоном верхнего пояса 1 : 3,5. Асбестоцементные листы укладываются по прогонам, располагаемым с шагом 1,5 м. Материал конструкций — сталь класса С38/23. Конструкции покрытий могут применяться в зданиях, возводимых в несейсмических районах с расчетной температурой наружного воздуха —40° С и выше. Серия доукомплектована выпуском: «До-

полнение 1. Монтажные стыки стропильных ферм на высокопрочных болтах».

11.13.3. Светоаэрационные и аэрационные фонари

Серия 1.464-11. Светоаэрационные фонари с одним ярусом переплетов

Серия содержит фонари с одним ярусом переплетов высотой 1750 мм. Ширина фонарей 6 и 12 м. Фонари могут устанавливаться на здания, возводимые в районах с расчетной температурой —40° С и выше в I—IV ветровых районах при стропильных фермах, расположенных с шагом 6 или 12 м. Материал конструкций — сталь класса С38/23.

Выпуск 1. Стальные конструкции фонарей с применением в покрытии стального профилированного настила. Фонари могут применяться для зданий, возводимых в несейсмических районах, в районах с расчетной сейсмичностью до 7 баллов для I—IV снеговых районов и 8 и 9 баллов для I—III и I—II снеговых районов соответственно. Фонари предназначены для установки на стальные стропильные фермы.

Выпуск 2. Стальные конструкции фонарей с применением в покрытии железобетонных плит. Фонари могут применяться для зданий, возводимых в несейсмических районах, и предназначены для установки на стальные или железобетонные стропильные фермы.

Серия 1.464-13. Светоаэрационные фонари с двумя ярусами переплетов

Серия содержит фонари с двумя ярусами переплетов высотой 1250 мм каждый. Ширина фонарей 6 и 12 м. Фонари могут устанавливаться на здания, возводимые в районах с расчетной температурой —40° С и выше в I—IV ветровых районах при стальных стропильных фермах, расположенных с шагом 6 или 12 м. Материал конструкций — сталь класса С38/23.

Выпуск 1. Стальные конструкции фонарей с применением в покрытии стального профилированного настила. Фонари могут применяться для зданий, возводимых в несейсмических районах, в районах с расчетной сейсмичностью до 7 баллов для I—IV снеговых районов и при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов для I—III и I—II снеговых районов соответственно.

Выпуск 2. Стальные конструкции фонарей с применением в покрытии железобетонных плит. Фонари могут применяться для зданий, возводимых в несейсмических районах.

Серия 1.464-6. Аэрационные фонари производственных зданий

Фонари предназначены для обеспечения аэрацией производственных зданий с большими тепловыделениями.

Основными элементами стальных конструкций фонарей являются фонарные панели, фонарные фермы, ветрозащитные панели и связи. Покрытия фонарей — из стальных щитов.

Для зданий пролетами 18 и 24 м разработаны фонари шириной 6 м при номинальной высоте аэрационного проема 1500 мм; для зданий пролетами 30 и 36 м — фонари шириной 12 м при номинальных высотах аэрационных проемов 2500, 3000 и 3500 мм.

Фонари могут устанавливаться на зданиях, возводимых в несейсмических районах с расчетной температурой —40° С и выше в I—IV снеговых и ветровых районах. Фонари предназначены для установки на стальные стропильные фермы (серии 1.460-2, выпуск 1) при шаге ферм 12 м. Материал конструкций фонарей — сталь класса С38/23.

Выпуск 1. Стальные конструкции аэрационных фонарей из холодногнутых профилей.

Выпуск 2. Стальные конструкции аэрационных фонарей из горячекатаных профилей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Абаринов А. А., Козьмин Н. Б., Кузнецов А. Ф.** Особенности работы и расчеты ферм из труб. — Промышленное строительство, 1970, № 6.
2. **Балдин В. А., Ильясевич С. А., Решетников Б. Н.** Трубчатые конструкции покрытий из сталей высокой прочности. — Промышленное строительство, 1970, № 6.
3. **Бахмутский В. М.** Эффективность типизации стальных конструкций производственных зданий. — Промышленное строительство, 1977, № 1.
4. **Каплун Я. А.** Экономичность применения неразрезных прогонов в покрытиях с профилированным стальным настилом. — Промышленное строительство, 1976, № 12.
5. **Кузнецов В. В.** О мерах снижения материалоемкости строительных стальных конструкций. — Промышленное строительство, 1973, № 9.
6. **Конвейерная** сборка и крупноблочный монтаж покрытия одноэтажного здания М. Б. Солодарь, Г. Б. Бунин, Ю. С. Плишкин и др. — Промышленное строительство. 1971, № 9.
7. Легкие покрытия промышленных зданий с применением стального оцинкованного профилированного настила Н. М. Бердичевский, А. А. Бычков, В. В. Кузнецов, Я. А. Каплун, Б. Г. Павлов. — Промышленное строительство, 1970, № 7.
8. **Лейтес С. Д.** Обеспечение устойчивости металлических ферм при подъеме во время монтажа. — Промышленное строительство, 1968, № 11.
9. **Локшин Х. М.** Свободная длина сжато-растянутого стержня. — Вестник инженеров и техников, 1950, № 6.
10. **Сахновский М. М.** Справочник конструктора строительных сварных конструкций «Проминь», 1975.
11. Технико-экономические показатели применения стального оцинкованного профилированного настила в покрытиях промышленных зданий В. В. Кузнецов, В. С. Сарычев, Б. Г. Павлов и др. — Промышленное строительство, 1970, № 7.
12. **Тимофеевич В. С.** Монтаж стальных конструкций. М., Профтехиздат, 1960.
13. **Типовые** конструкции покрытий промзданий для условий блочного монтажа М. Б. Солодарь, Ю. С. Плишкин, О. А. Брянчанинова, П. П. Домерщиков. — Промышленное строительство, 1974, № 1.

ГЛАВА 12. ФАХВЕРК

12.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ, НАГРУЗКИ, РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Фахверк — каркас стен, воспринимающий действующие на стены нагрузки и передающий их на основной каркас здания и фундаменты.

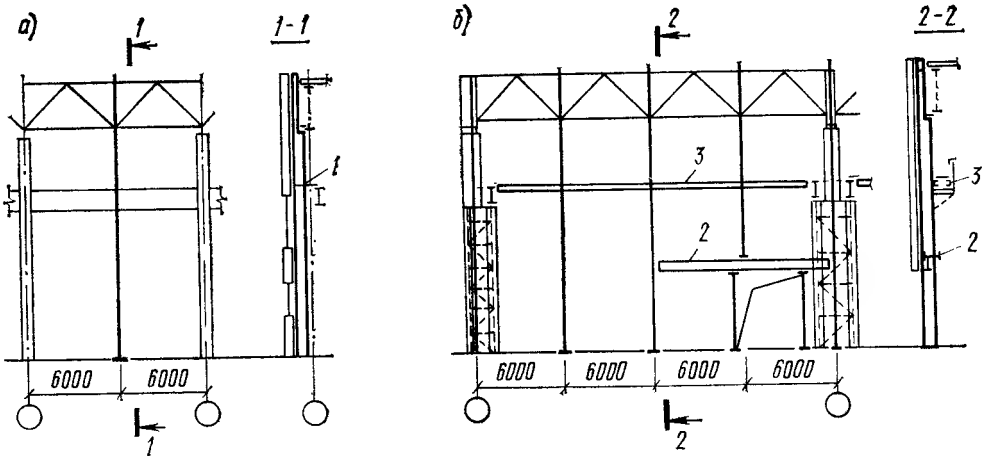


Рис. 12.1. Схемы фахверка наружных стен из легкобетонных панелей и каркасных металлических трехслойных панелей

а — продольный фахверк; *б* — торцевой фахверк; *1* — тормозная ферма; *2* — надворотный ригель; *3* — переходная площадка — ветровая связь

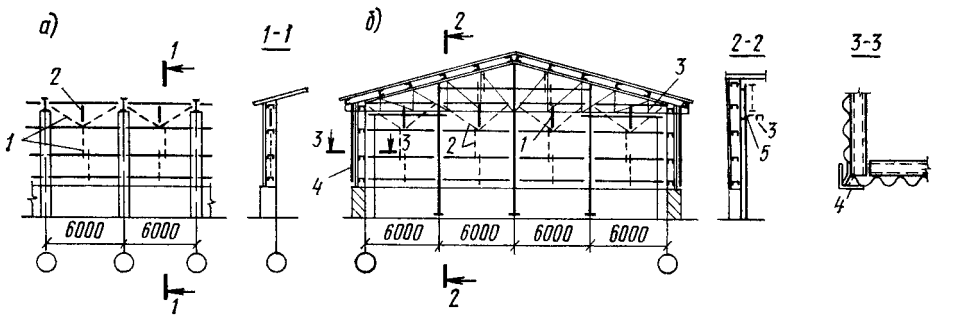


Рис. 12.2. Схемы фахверка наружных стен из волнистых асбестоцементных или металлических листов

а — продольный фахверк; *б* — торцевой фахверк; *1* — тяж из круглой стали; *2* — распорка; *3* — распределительная балка; *4* — окаймляющий уголок; *5* — листовой шарнир

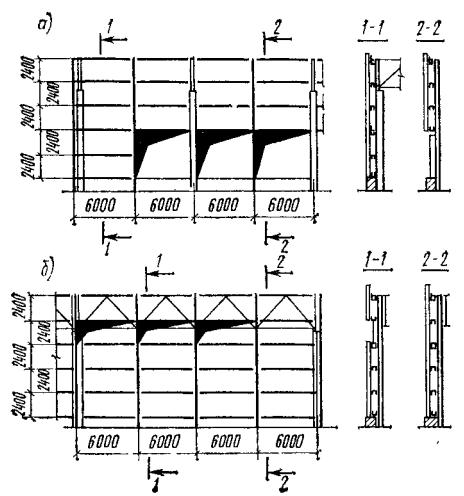


Рис. 12.3. Схемы фахверка наружных стен из бескаркасных металлических трехслойных панелей

а — продольный фахверк; *б* — торцевой фахверк

Фахверк состоит из стоек, ригелей и элементов, обеспечивающих их устойчивость, а также из элементов, передающих горизонтальные, а в необходимых случаях и вертикальные усилия от стоек и ригелей на основной каркас.

Схема фахверка определяется материалом стен и их конструкцией — несущих, самонесущих (опорных и подвесных) или несамонесущих, а также местом расположения стен — наружные или внутренние, продольные или поперечные, наличием проемов для окон, ворот, технологического оборудования и пропуска различных коммуника-

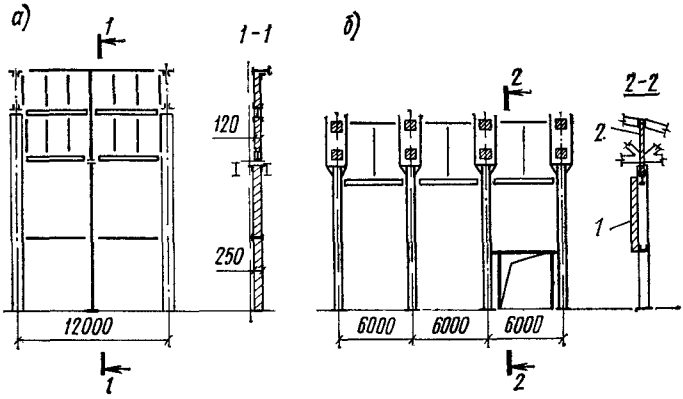


Рис. 12.4. Примеры решения фахверков внутренних продольных стен

а — кирпичная стена между колоннами; *б* — стена смешанной конструкции в пролете; *1* — стеновые панели; *2* — стена в 1/2 кирпича

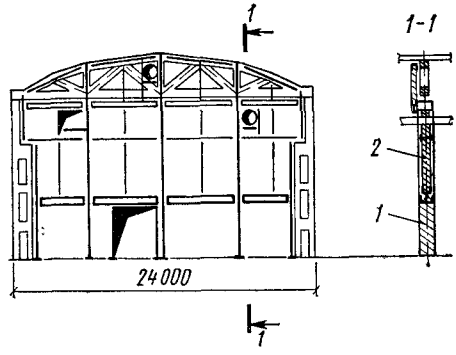
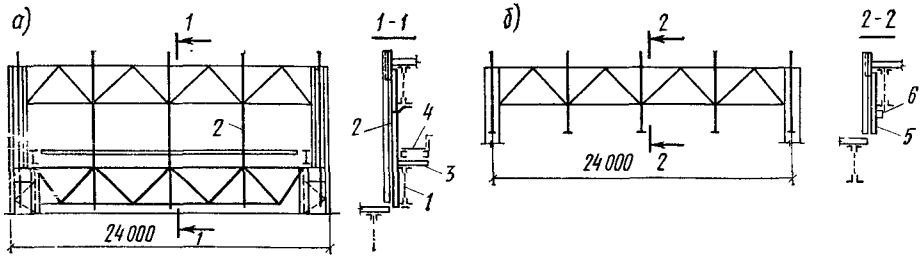


Рис. 12.5. Пример решения фахверка внутренней поперечной стены из кирпича

1 — стена в 1 кирпич; *2* — стена в 1/2 кирпича

Рис. 12.6. Примеры решения фахверков торцевых панельных стен в местах перепадов высот здания

а — опирание на специальную ферму; *б* — подвеска к стропильной ферме здания; *1* — опорная ферма; *2* — стойка; *3* — консоль стойки — опора ветровой связи; *4* — переходная площадка — ветровая связь; *5* — подвеска; *6* — узел крепления к стропильной ферме



ций, пролетом, шагом колонн, высотой и конструкцией каркаса здания. Расположение стоек и ригелей назначается в увязке с архитектурно-строительной частью проекта.

Схемы фахверков наружных и внутренних стен различной конструкции со стойками, опирающимися на фундаменты, приведены на рис. 12.1—12.5.

Примеры решения каркасов висячих стен в местах перепадов высот здания приведены на рис. 12.6. В коротких и высоких зданиях фахверк торцевых стен с расположенными в его плоскости связями образует жесткую диафрагму для восприятия горизонтальных воздействий от крановых нагрузок и от ветра, направленных перпендикулярно продольной оси здания (рис. 12.7). В невысоких зданиях с большими пролетами (более 24 м), перспективное расширение которых исключено, покрытие может опираться на стойки фахверка (рис. 12.8).

Стойки фахверка обычно располагаются по разбивочным осям здания, что позволяет передавать горизонтальные опорные давления от них непосредственно в узлы связей покрытия здания. При расположении стоек фахверка между узлами связей покрытия необходимо устанавливать горизонтальные распределительные балки (обычно из швеллеров плашмя) для передачи усилий в узлы связевых ферм (см. рис. 12.2, *б*, деталь *3*). Передача горизонтальных усилий стоек фахверка на основной каркас может осуществляться либо только в уровне перекрытия, либо через ветровые связи, расположенные в один или несколько ярусов в зависимости от высоты здания и шага колонн (см рис 12.7, деталь *4*). В качестве ветровых связей следует использовать тормозные фермы и балки подкрановых путей и переходные площадки по торцу здания, располагаемые обычно в уровне верха подкрановых балок (см. рис. 12.1).

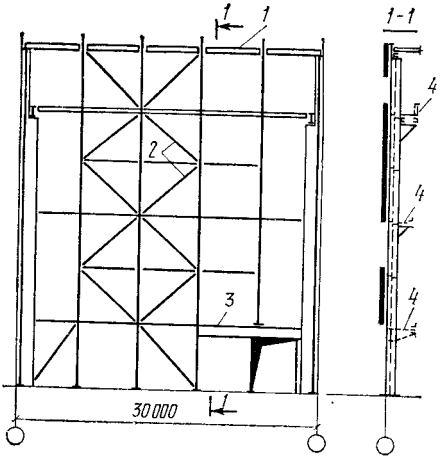


Рис. 12.7. Пример решения торцевого фахверка, образующего жесткую диафрагму

1 — ригель кровли; *2* — элементы связей; *3* — надворотный ригель; *4* — ветровые связи

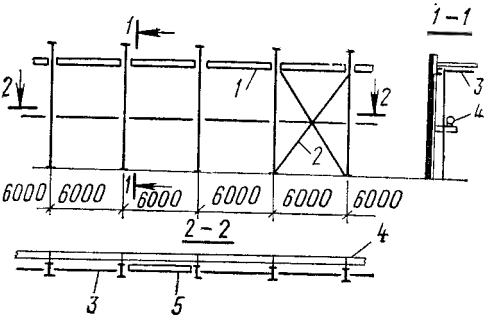


Рис. 12.8. Пример решения торцевого фахверка, стойки которого служат опорами покрытия или перекрытия

1 — ригель кровли; *2* — вертикальные связи; *3* — распорка; *4* — трубопровод; *5* — элемент, исключающий кручение стоек от горизонтальных усилий трубопровода

Стойки внутренних кирпичных стен обычно размещаются в толще стен, что значительно повышает огнестойкость конструкции и устойчивость стоек из прокатных двутавров.

Стойки, расположенные рядом с колоннами здания, следует опирать на фундаменты колонн.

Размещение ригелей фахверка определяется материалом и типом стеновых конструкций, а также расположением проемов.

В стенах из соединяемых внахлестку волнистых асбестоцементных или металлических листов ригели размещают на расстояниях, равных длине листов, уменьшенной на 100 мм.

При назначении схемы фахверка внутренних стен из кирпича или из других штучных материалов необходимо использовать самонесущую способность кладки в нижнем ярусе. В кирпичных стенах толщиной $^1/_2$ кирпича площадь поля не должна превышать: в зданиях с кранами среднего, тяжелого или весьма тяжелого режимов работы или с оборудованием, вызывающим вибрацию зданий, — 10 м^2; в зданиях других типов — 18 м^2 (при отношении высоты поля к расстоянию между стойками 2—3).

Ригели фахверка разделяются на несущие, воспринимающие нагрузки от стен и ветра, и ветровые, воспринимающие только ветровую нагрузку. Фахверк должен иметь также элементы, исключающие кручение стоек и их изгиб в плоскости стены от воздействия горизонтальных усилий в опорах, несущих трубопроводы (см. рис. 12.8, деталь *5*).

Нагрузки на элементы фахверка: а) вертикальные: от стен, остекления, собственного веса фахверка, а в некоторых случаях от карниза и участка кровли (постоянные); от опирающихся на стойки фахверка перекрытий, встроенных помещений и внутрицеховых площадок; от технологических и санитехнических трубопроводов с изоляцией и заполнением и устанавливаемого на перекрытиях встроенных помещений и площадок оборудования (временные длительного действия), людей и ремонтных материалов на перекрытиях (временные кратковременного действия); б) горизонтальные: от ветра (временные кратковременные) и от трубопроводов (временные длительного действия).

Конструкции фахверка следует проектировать в необходимых случаях с учетом сейсмических воздействий по СНиП II-А.12-69 *.

Коэффициенты перегрузки для определения расчетных нагрузок, а также динамические и аэродинамические коэффициенты принимаются по СНиП II-6-74.

Воздействие оборудования, вызывающего вибрацию здания, учитывается в соответствии с требованиями специальных нормативных документов.

Для стен из кирпича или блоков нагрузку на несущие ригели принимают: при высоте глухого участка кладки над несущим ригелем больше $^3/_4$ пролета l ригеля (и при отсутствии ветровых ригелей, прорезающих более половины толщины кладки) — равномерно распределенной от кладки высотой $0{,}6l$ за счет образования свода (рис. 12.9); во всех остальных случаях — равной полному весу стены над ригелем.

Стойки фахверка рассчитывают на внецентренное сжатие от внецентренно приложенного веса ограждающих конструкций и трубопроводов, ветровой нагрузки и горизонтальных усилий от трубопроводов. Концы стоек принимаются закрепленными шарнирно.

Ригели фахверка рассчитывают на косой изгиб. Прочность ригелей с нагрузками, приложенными вне плоскости главных осей, проверяется с учетом кручения. Для ригелей стен из волнистых асбестоцементных или металлических листов в плоскости стены применяют, как правило, развязку тяжами (см. рис. 12.2), поэтому их рассчитывают в вертикальной плоскости как двухпролетные балки. Прочность этих ригелей с учетом

кручения можно проверять по упрощенной формуле:

$$\frac{M_x}{W_x^{\text{п}}} + \frac{2M_y}{W_y^{\text{п}}} < R, \qquad (12.1)$$

здесь M_x и M_y — соответственно абсолютные значения изгибающих моментов от го-

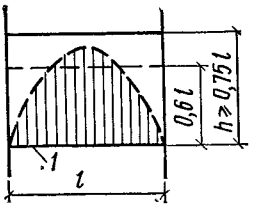


Рис. 12.9. Расчетная схема ригеля глухого участка стены

ризонтальных и вертикальных нагрузок; $W_x^{\text{п}}$ и $W_y^{\text{п}}$ — пластические моменты сопротивления сечения соответственно относительно вертикальной и горизонтальной осей.

Предельные прогибы элементов фахверка принимаются по главе 4. Прогибы ветровых ригелей в кладке не должны превышать $1/200l$, а горизонтальных ветровых ферм — $1/1000\,H$ при кирпичной кладке и $1/400\,H$ в зданиях со стенами из других материалов (H — высота стоек от низа башмака до оси ветровой связи или расстояние между ветровыми связями).

Каркасы внутренних и наружных стен должны быть выполнены так, чтобы не препятствовать свободной деформации элементов основного каркаса здания и не воспринимать вертикальные нагрузки от них. Это достигается устройством листовых шарниров (рис. 12.10), обеспечивающих передачу только горизонтальных усилий от стоек фахверка на основной каркас. Если внутренние стены пересекают тормозные площадки или фермы, над тормозными элементами предусматривают специальный несущий ригель, исключающий передачу нагрузки от стены на тормозные элементы (см. рис. 12.4, *а*).

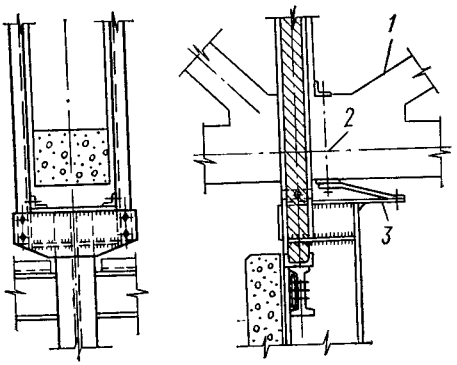


Рис. 12.10. Пример крепления стоек фахверка внутренней стены к несущим конструкциям здания

1 — ферма; *2* — стяжной болт «хомута»; *3* — листовой шарнир

В зависимости от конструкции стен и высоты здания стойки выполняются из обычных, широкополочных или сварных двутавров (рис. 12.11, *а*) или из двух швеллеров или из двух уголков, образующих замкнутое прямоугольное сечение (рис. 12.11, *б*, *в*). При большой высоте зданий и

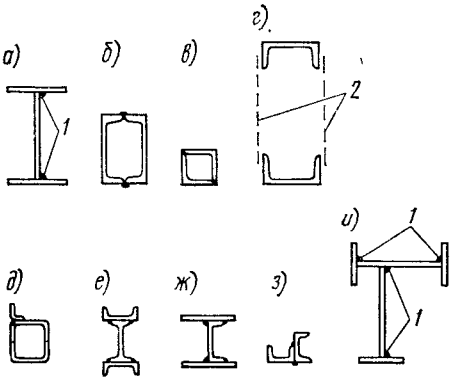


Рис. 12.11. Примеры сечений элементов фахверка

1 — односторонние сварные швы; *2* — решетка

большом шаге колонн стойки могут быть в виде сквозных двутавров (см. гл. 16) или в виде сквозных стоек с полками из швеллеров (рис. 12.11). В зданиях большой высоты при наличии горизонтальных ветровых ферм можно менять сечение стоек по высоте.

Сечения ветровых ригелей выполняются обычно из одиночных прокатных (швеллер или двутавр) или гнутых профилей, а несущих — составными (рис. 12.11, *д*, *е*, *ж*, *з*).

Сечения ригелей над проемами ворот, служащих опорами стоек, должны быть достаточно развиты в вертикальной и в горизонтальной плоскостях (рис. 12.11, *и*) и увязаны с механизмами открывания ворот. При выборе сечений ригелей, располагаемых над оконными проемами, необходимо учитывать конструкцию заполнения проемов (переплеты, профильное стекло и др.).

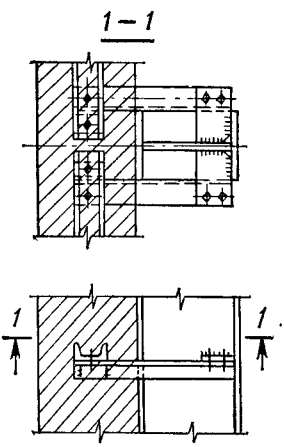


Рис. 12.12. Пример крепления ветровых ригелей самонесущих стен к стойкам

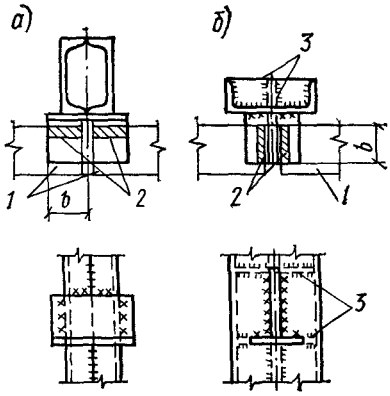


Рис. 12.13. Столики для опирания стеновых панелей

а — колонны и стойки двутаврового и коробчатого сечения; *б* — колонны и стойки решетчатые; *1* — стеновые панели; *2* — условная площадка опирания панелей; *3* — дополнительные ребра стойки

Размеры сечений составных элементов фахверка назначают с учетом возможности применения автоматической сварки, а двутавровые сечения — также и с учетом возможности механической правки грибовидности. Сварные швы применяются минимально необходимого сечения и могут быть односторонними.

Крепление ветровых ригелей самонесущих стен к стойкам не должно препятствовать свободной осадке кладки стен (рис. 12.12). Крепления несущих ригелей к стойкам рассчитывают на воздействие веса всей стены над ригелем.

Конструкция столиков для опирания стеновых панелей (рис 12.13) зависит от формы сечения колонн или стоек (открытое или замкнутое) и положения колонны или стойки в здании (рядовая или у конца температурно-деформационного отсека). Колонны здания и стойки фахверка в необходимых случаях должны иметь детали, обеспечивающие восприятие сечениями усилий, передаваемых столиками (рис. 12.13, *б*).

Столики для опирания стеновых панелей рассчитывают на нагрузку от полного веса (P) участка стены, опирающейся на столик. Толщина полки уголка или горизонтального ребра δ столика (рис. 12.13) не должна превышать толщину шва между панелями (14—16 мм); она определяется по формуле

$$\delta = \frac{P}{b}\sqrt{\frac{3}{0,9R_{пр}R}}. \qquad (12.2)$$

Здесь R — расчетное сопротивление стали; $R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию (призменная прочность), принимаемое в зависимости от характеристики бетона панели в соответствии с табл. 13 СНиП II-21-75 по данным архитектурно-строительной части; b — длина площадки опирания панели (см. рис. 12.13); 0,9 — коэффициент условий работы для бетонных конструкций по СНиП II-21-75

12.2. ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Серия 1.427-2. *Выпуск 1.* Стальные стойки продольного и торцевого фахверка для одноэтажных производственных зданий. Выпуск содержит чертежи КМ стальных стоек продольного и торцевого фахверка наружных панельных стен из легкого и ячеистого бетонов (вес стенового ограждения до 3500 Н/м²) для одноэтажных производственных зданий высотой от 6 до 18 м до низа конструкций покрытия со стальным и железобетонным каркасом, возводимых в I—IV ветровых районах с расчетными температурами наружного воздуха выше —40° С и ниже —40° до —65° С включительно, а также в несейсмических районах и в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

Серия 773-74. Фахверк металлических стен одноэтажных производственных зданий из трехслойных панелей. *Выпуск 2.* Выпуск содержит чертежи КМД стоек торцевого фахверка и ригелей стен из трехслойных металлических панелей, изготовляемых на механизированных линиях. Конструкции предназначены для применения в одноэтажных производственных зданиях высотой до верха конструкций покрытия 13,2 м, возводимых в I—IV ветровых районах с расчетными температурами наружного воздуха выше —40° С и ниже —40° до —65° С включительно.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Дехтярь А. Ш.** Применять наиболее эффективные конструкции металлических панельных стен. — Промышленное строительство, 1976, № 9.

2. Кирпичные перегородки для одноэтажных и многоэтажных производственных зданий. Серия 1 431-6. Материалы для проектирования. Киев, ЦИТП.

3. Стальные каркасы стен. Серия И201. Материалы для проектирования. М., Промстройпроект, 1949.

4. Строительные нормы и правила. Ч. II, разд. А, гл. 5. Противопожарные нормы проектирования зданий и сооружений. СНиП II-А.5-70. М., Стройиздат, 1971.

5. Строительные нормы и правила. Ч. II, гл. 21. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. СНиП II-21-75. М., Стройиздат, 1976.

6. Строительные нормы и правила. Ч. II, разд. В, гл. 2. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования. СНиП II-В.2-71. М., Стройиздат, 1972.

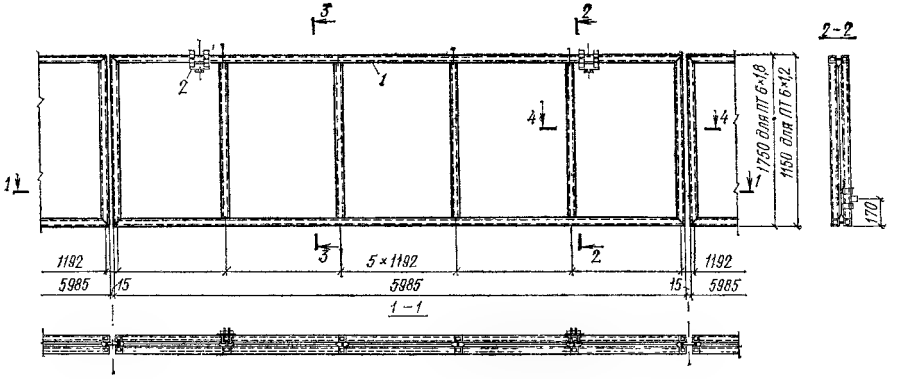
ГЛАВА 13. ТИПОВЫЕ ПЕРЕПЛЕТЫ И ОКОННЫЕ ПАНЕЛИ

Переплеты и оконные панели служат для заполнения световых проемов фонарей и стен зданий. Переплеты и оконные панели могут быть глухие, предназначенные только для освещения, и открывающиеся, используемые для освещения и аэрации.

Стальные переплеты и оконные панели для промышленных зданий должны применяться по утвержденным типовым сериям.

13.1. ФОНАРНЫЕ ПЕРЕПЛЕТЫ

Типовые фонарные переплеты разработаны в сериях 1.464-11 «Светоаэрационные



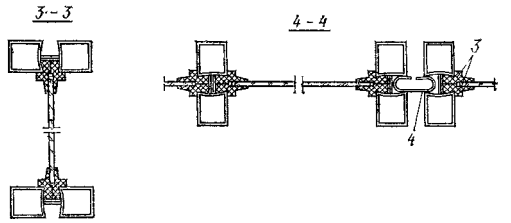
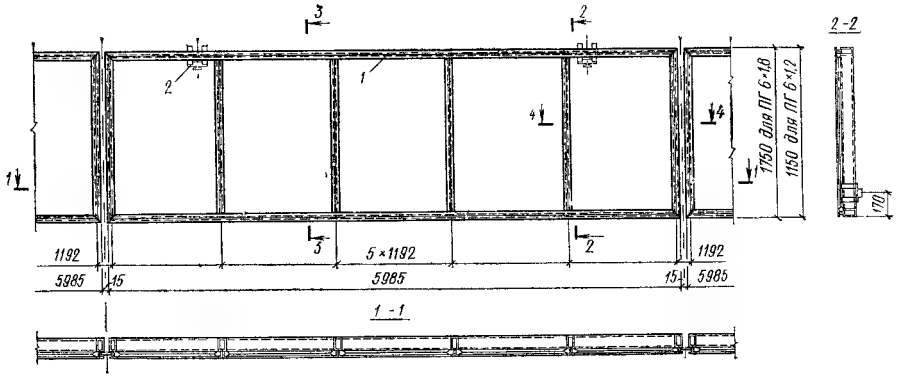


Рис. 13.1. Фонарный переплет типа *ПТ*

1 — рама переплета; *2* — шарнирная подвеска; *3* — резиновые профили; *4* — вставка из оцинкованной стали



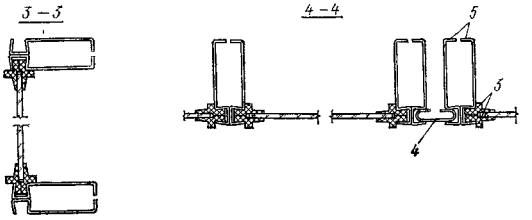


Рис. 13.2. Фонарный переплет типа *ПГ*

1 — рама переплета; *2* — шарнирная подвеска; *3* — резиновые профили; *4* — вставка из оцинкованной стали; *5* — гнутые профили

фонари с одним ярусом переплетов» и 1.464-13 «Светоаэрационные фонари с двумя ярусами переплетов».

Переплеты по этим сериям представляют собой сварную замкнутую раму номинальной высотой 1800 мм при установке в проемы фонарей в один ярус и 1200 мм при установке в два яруса. Номинальная ширина переплетов 6000 мм. Рама разделена вертикальными элементами (горбыльками) на ячейки, в которые вставляют стекла.

В сериях предусмотрены три типа взаимозаменяемых переплетов: из спаренных тонкостенных труб (ПТ), из гнутых профилей (ПГ), из горячекатаных и гнутых профилей (ПП). В переплетах типов ПТ и ПГ расстояние между горбыльками 1200 мм (номинально), в переплетах типа ПП — 600 мм.

По длине фонарного проема переплеты образуют ленточное (непрерывное) остекление. Максимальная длина ленты переплетов, обслуживаемая одним механизмом открывания (механизмы открывания разработаны в серии 1.464-12), 60 м. Переплеты типов ПТ и ПГ и типа ПП соединяют в ленту соответственно с помощью С-образной вставки и корытообразного нащельника, выполняемых из оцинкованной стали.

Все типы переплетов верхнеподвесные с

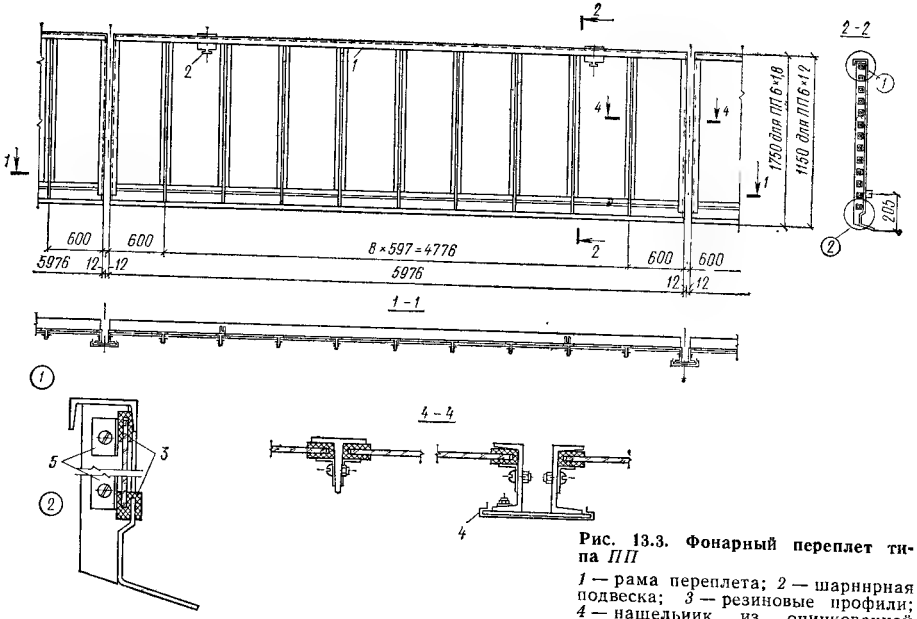


Рис. 13.3. Фонарный переплет типа *ПП*

1 — рама переплета; *2* — шарнирная подвеска; *3* — резиновые профили; *4* — нащельник из оцинкованной стали; *5* — кляммеры

навеской на фонарные панели на двух местных шарнирах, допускающих открывание переплетов на угол до 35°. Шарнир переплета состоит из кронштейна, закрепляемого к раме фонарной панели, и ножевой опоры, которая крепится к верхней обвязке рамы переплета.

Переплеты рассчитаны на применение в зданиях, имеющих отметку верха фонаря не более 30 м над уровнем земли, возводимых в районах с расчетной температурой наружного воздуха —40° С и выше, относящихся к I—IV районам ветровой нагрузки.

Переплеты типа ПТ (рис. 13.1) выполняют из спаренных прямоугольных тонкостенных труб размером 28×25×1,8 мм (ТУ 14-3-194-73), соединенных стальной полосой сечением 2×14 мм сварными прерывистыми швами. Для крепления стекол применяют парные резиновые профили Р16 из резиновой смеси 7-НО-68-1 по ТУ 37.005.204-71.

Переплеты типа ПГ (рис. 13.2) запроектированы из специального составного профиля, образованного из двух гнутых профилей, соединенных точечной сваркой. Стекла, так же как и в переплетах типа ПТ, крепятся резиновыми профилями Р16.

Для элементов рамы переплета типа ПП (рис. 13.3) применены профили по ГОСТ 7511—73: для верхней обвязки и боковых стоек рамы — профиль № 1, для горбыльков — профиль № 5 и для нижней обвязки рамы — профиль № 8. Стекла устанавливают на кляммерах из стальной ленты сечением 1,2×30 мм, присоединяемых к элементам переплета на винтах М6×14, с окантовкой стекла резиновыми профилями Р1 и Р2 из резины группы ВС по ТУ 38.105376-72.

В зависимости от типа профиля и высоты переплета сериями предусмотрено шесть марок переплетов: ПТ 6×1,8; ПГ 6×1,8; ПП 6×1,8; ПТ 6×1,2; ПГ 6×1,2; ПП 6×1,2, где 6 — номинальная ширина переплета, м; 1,8 и 1,2 — номинальная высота переплета, м.

Расход основных материалов на переплеты и нащельники приведен в табл. 13.1 и 13.2.

Для остекления фонарных переплетов должно применяться, как правило, листовое стекло по ГОСТ 111—78 толщиной 4 мм. В зданиях, оборудованных мостовыми элек-

Таблица 13.1. **Расход основных материалов на переплеты**

Марка переплета	Масса стальных профилей, кг	Масса резиновых профилей, кг	Число кляммер	Число винтов с гайками
ПТ 6×1,8	57	10,6	—	—
ПГ 6×1,8	70,8	10,6	—	—
ПП 6×1,8	98,8	15,5	149	149
ПТ 6×1,2	48	8,5	—	—
ПГ 6×1,2	59,6	8,5	—	—
ПП 6×1,2	80	12,7	109	109

Таблица 13.2. **Расход стали на нащельники**

Тип нащельника	Длина нащельника, мм	Масса, кг
Для переплетов марок ПТ 6×1,8 и ПГ 6×1,8	1750	1,13
Для переплетов марки ПП 6×1,8	1860	1,46
Для переплетов марок ПТ 6×1,2 и ПГ 6×1,2	1150	0,74
Для переплетов марки ПП 6×1,2	1260	0,98

трическими кранами весьма тяжелого режима работы, а также кранами с жестким подвесом траверсы, допускается применение армированного листового стекла по ГОСТ 7481—67. Размеры стекол: ширина — 1155 мм для переплетов ПТ и ПГ и 570 мм для переплетов ПП; высота — 1690 мм для переплетов ПТ и ПГ высотой 1,8 м; 1650 мм для переплета ПП высотой 1,8 м; 1090 мм для переплетов ПТ и ПГ высотой 1,2 м и 1050 мм для переплетов ПП высотой 1,2 м.

13.2. ОКОННЫЕ ПЕРЕПЛЕТЫ И ПАНЕЛИ

Окна зданий должны удовлетворять строительным, эксплуатационным и эстетическим требованиям, которые учтены при разработке типовых серий оконных переплетов и панелей. Применяются следующие типовые серии:

серия ПР-05-50/73. «Стальные оконные панели из горячекатаных и гнутых профилей для промышленных зданий»;

серия 1.436-4 «Стальные переплеты с повышенным уплотнением и механизмами открывания для отапливаемых зданий промышленных предприятий»;

серия 1.436-6 «Стальные окна из спаренных тонкостенных труб с механизмами открывания»;

серия 1.436-8 «Окна панельные стальные с заполнением профильным стеклом коробчатого и швеллерного типа»;

серия 1.436-9 «Окна стальные для производственных зданий из легких металлических конструкций»;

серия 1.436-2 «Стальные панельные переплеты с уплотненными притворами для многоэтажных зданий промышленных предприятий».

13.2.1. Оконные панели серии ПР-05-50/73

Оконные панели применяют в производственных зданиях, в которых не требуется повышенная плотность притвора открывающихся частей, а также допускается возможность появления в зимнее время конденсата на внутренней поверхности рам панелей. Панели рассчитаны на расчетную ветровую нагрузку 900 Н/м² при высоте панели 1800 мм и 1300 Н/м² при высоте 1200 мм.

Различают глухие и открывающиеся оконные панели с одинарным и двойным остеклением.

Номинальные размеры оконных панелей: по высоте 1150, 1200, 1750, 1800 мм; по длине 6000 мм. Панели высотой 1150 и 1750 мм применяют при одноярусном остеклении и для верхнего яруса при многоярусном остеклении.

Номенклатура марок оконных панелей приведена в табл. 13.3.

Схемы оконных панелей показаны на рис. 13.4 и 13.5.

Панели устанавливают в оконные проемы в один или в несколько ярусов, максимальная высота оконного проема 18 м. По высоте проема оконные панели устанавливают непосредственно друг на друга и соединяют болтами. Собственный вес панелей вместе с остеклением передается на распо-

Таблица 13.3. Номенклатура марок оконных панелей

Тип оконной панели	Марка
Глухая с одинарным остеклением	Г-115, Г-120, Г-175, Г-180
Глухая с двойным остеклением	ДГ-115, ДГ-120, ДГ-175, ДГ-180
Открывающаяся с одинарным остеклением	О-115, О-120, О-175, О-180
Открывающаяся с двойным остеклением	ДО-115, ДО-120, ДО-175, ДО-180

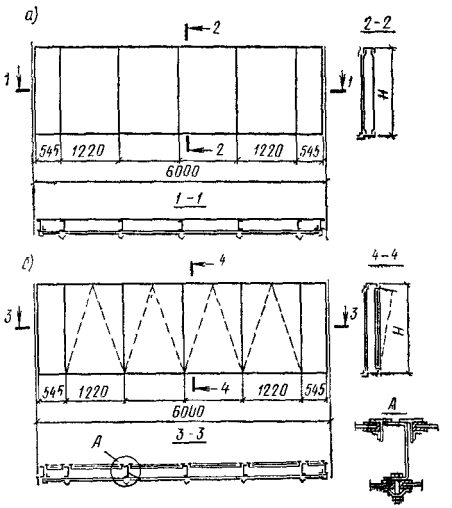


Рис. 13.4. Глухие панели

а — с одинарным остеклением; *б* — с двойным остеклением

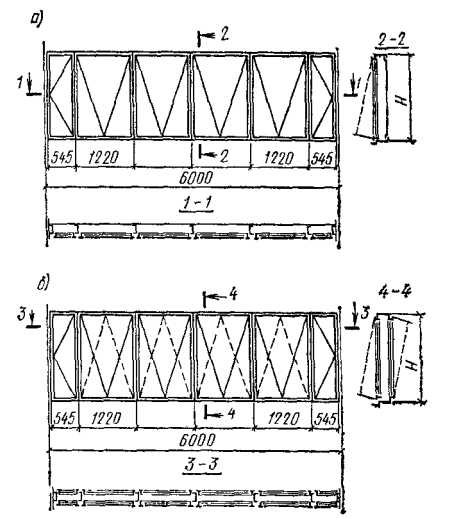


Рис. 13.5. Открывающиеся панели

а — с одинарным остеклением; *б* — с двойным остеклением

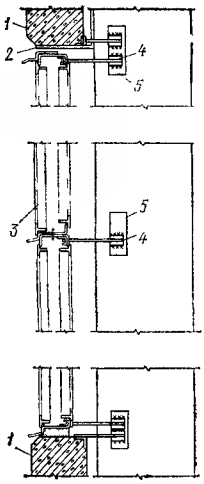


Рис. 13.6. Крепление оконных панелей серии ПР-05-50/73 к железобетонной колонне

1 — стеновая панель; *2* — опорный столик; *3* — оконные панели; *4* — элемент крепления оконной панели; *5* — закладная деталь в железобетонной колонне

ложенную внизу стеновую панель, а ветровая нагрузка воспринимается обвязками рамы оконной панели и передается на колонны. Крепление оконных панелей к железобетонной колонне показано на рис. 13.6. Ширина оконного проема может быть равна ширине одной оконной панели или оконные проемы имеют ленточное остекление, при этом вертикальные швы между смежными панелями перекрывают нащельниками.

Для крепления панелей к железобетонным и стальным колоннам применяют специальные детали, разработанные в серии 2.436-7.

Зазоры между стеновыми и оконными панелями заделывают цементным раствором.

Оконные панели представляют собой жесткую раму, на которую навешиваются рамки остекления: при глухих панелях с двойным остеклением — с внутренней стороны (для возможности протирки стекол), при открывающихся панелях с одинарным и двойным остеклением — соответственно с наружной и с обеих сторон.

Верхняя обвязка и вертикальные элементы рамы оконных панелей — из холодногнутого швеллера 120×50×3, нижняя обвязка — из гнутого фигурного профиля № 9 по ГОСТ 7511—73. Элементы рамы соединяют контактной точечной сваркой. Рамки остекления — из горячекатаного таврика 45×45×3,8 по ГОСТ 7511—73 с соединениями на электродуговой сварке.

Крепление стекол к рамкам остекления — с помощью кляммер и болтов, к раме панели — прижимными планками и болтами.

Стекла устанавливают на упругой уплотняющей прокладке из П-образного резинового профиля, окантовывающего стекло по контуру.

В табл. 13.4 приведен расход стали и резины на одну панель.

Для остекления должно применяться стекло толщиной 4 мм по ГОСТ 111—78.

Открывание панелей производится механизмами открывания, разработанными в сериях 1.436-11, 1.436-12, 1.436-13.

Таблица 13.4. **Расход стали и резины на оконные панели**

Марка панели	Масса, кг		Марка панели	Масса, кг	
	стали	резины		стали	резины
Г-115	123	5,3	О-115	184	5
Г-120	126	5,4	О-120	188	5,1
Г-175	151	6,8	О-175	227	6,5
Г-180	153	6,9	О-180	230	6,8
ДГ-115	195	10,4	ДО-115	256	9,9
ДГ-120	199	10,7	ДО-120	261	10,2
ДГ-175	244	13,5	ДО-175	320	12,9
ДГ-180	248	13,7	ДО-180	325	13,1

13.2.2. Стальные переплеты с повышенным уплотнением серии 1.436-4

Переплеты предназначены для применения в отапливаемых одноэтажных и многоэтажных производственных зданиях, в которых не требуется полная герметизация помещений. Переплеты рассчитаны на расчетную ветровую нагрузку 720 Н/м².

Различают следующие виды переплетов: одинарные глухие (ПОГ), одинарные створные (ПОС), двойные спаренные створные (ПСС), двойные раздельные глухие (ПРГ), двойные раздельные створные (ПРС).

Спаренные переплеты рекомендуется применять для двойного остекления в зданиях с панельными стенами толщиной 160—

Таблица 13.5. **Номенклатура панельных переплетов серии 1.436-4**

Тип переплета	Марки
Одинарный глухой	ПОГ 6×1,2; ПОГ 6×1,8; ПОГ 6×2,4; ПОГ 3×1,2; ПОГ 3×1,8; ПОГ 3×2,4; ПОГ 1,5×1,2; ПОГ 1,5×1,8; ПОГ 1,5×2,4
Одинарный створный	ПОС 6×1,2; ПОС 6×1,8; ПОС 6×2,4; ПОС 3×1,2; ПОС 3×1,8; ПОС 3×2,4; ПОС 1,5×1,2; ПОС 1,5×1,8; ПОС 1,5×2,4
Двойной спаренный створный	ПСС 6×1,2; ПСС 6×1,8; ПСС 6×2,4
Двойной раздельный глухой	ПРГ 6×1,2; ПРГ 6×1,8; ПРГ 6×2,4; ПРГ 3×1,2; ПРГ 3×1,8; ПРГ 3×2,4
Двойной раздельный створный	ПРС 6×1,2; ПРС 6×1,8; ПРС 6×2,4; ПРС 3×1,2; ПРС 3×1,8; ПРС 3×2,4; ПРС 1,5×1,2; ПРС 1,5×1,8; ПРС 1,5×2,4 Дополнительные марки только для многоэтажных зданий: ПРС 2,7×1,2; 2,7×1,8; 2,7×2,4; 2,7×3; 2,7×3,6; 2,7×4,2

Примечание. В обозначениях марок первое число обозначает номинальную ширину, второе—номинальную высоту переплета в метрах.

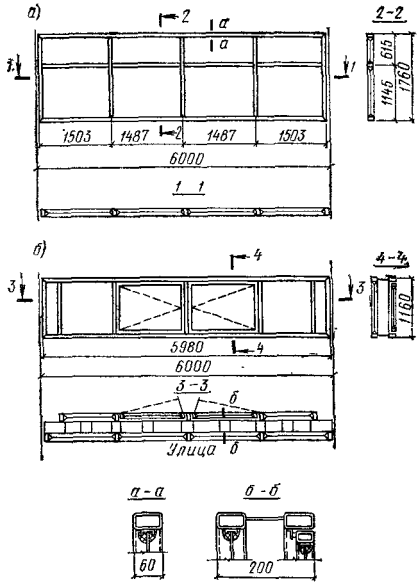


Рис. 13.7. Глухие переплеты серии 1.436-4

а — одинарные с номинальным размером 6×1,8 м (ПОГ 6×1,8); *б* — двойные раздельные с номинальным размером 6×1,2 м (ПРГ 6×1,2)

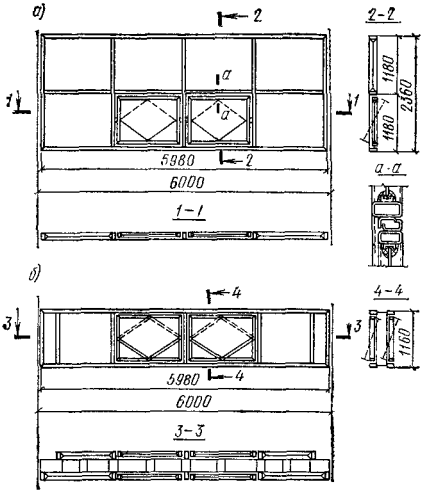
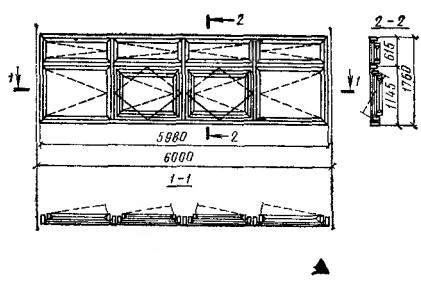


Рис. 13.8. Открывающиеся (створные) переплеты серии 1.436-4

а — одинарные с номинальным размером 6×2,4 м (ПОС 6×2,4); *б* — двойные раздельные с номинальным размером 6×1,2 м (ПРС 6×1,2)

200 мм в помещениях с относительной влажностью внутреннего воздуха до 60% и при расчетном перепаде температуры наружного и внутреннего воздуха от 35 до 55° С; при расчетном перепаде более 55° С рекомендуются двойные раздельные переплеты.

В помещениях с относительной влажностью внутреннего воздуха более 60%, где требуется двойное остекление, а также



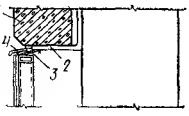


Рис. 13.9. Двойные спаренные переплеты номинальным размером 6×1,8 м серии 1.436-4 (ПСО 6×1,8)

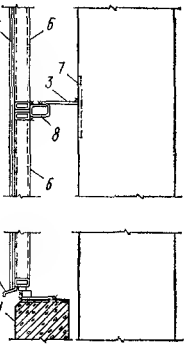


Рис. 13.10. Крепление переплетов серии 1.436-4 к железобетонной колонне

1 — стеновая панель; *2* — опорный столик; *3* — стальные листовые элементы крепления переплетов и ветровых ригелей; *4* — стальной слив; *5* — нащельник; *6* — переплеты; *7* — закладная деталь в железобетонной колонне; *8* — ветровой ригель

в многоэтажных зданиях применяют двойные раздельные переплеты.

Номинальные размеры переплетов приняты кратными модульным размерам оконных проемов, равным по высоте 600 мм и по ширине 500 мм.

Номенклатура переплетов приведена в табл. 13.5.

Некоторые схемы переплетов показаны на рис. 13.7, 13.8, 13.9.

Переплеты могут быть установлены как в отдельные проемы, так и в проемы, образующие ленточное остекление, в один или в несколько ярусов по высоте.

Максимальную высоту проема назначают по несущей способности нижней стеновой панели или кладки, но не более 7,2 м.

Переплеты, устанавливаемые в проем в один ярус, крепятся с помощью крепежных элементов, привариваемых к закладным элементам в стеновых панелях.

При заполнении проемов переплетами в два и более ярусов дополнительно предусмотрена установка горизонтальных ветровых ригелей, через которые соединяют смежные по высоте переплеты и крепят их к несущим элементам каркаса здания. Горизонтальные ригели служат также для передачи ветровой нагрузки на колонны или простенки.

Вертикальные и горизонтальные швы между переплетами заделывают смоляной паклей с последующим нанесением слоя

мастики под цвет переплета. Вертикальные швы, кроме того, перекрывают нащельниками. Детали устройства оконных проемов и крепления переплетов приведены в серии 2.436-2. Крепление одинарных глухих переплетов к железобетонной колонне показано на рис. 13.10.

Конструкция одинарных глухих и створных переплетов состоит из рамы, расчлененной вертикальными, а при высоте переплета более 1,2 м и горизонтальными элементами на ячейки. В ячейки, при глухих переплетах вставляют стекла, при створных переплетах часть ячеек заполняют стеклами, часть — рамками остекления (фрамугами). Фрамуги навешивают на раму шарнирно на средней горизонтальной оси. Угол открывания фрамуг предусмотрен до 45°.

Двойные раздельные переплеты, глухие и створные, состоят из двух рам, соединенных планками. В глухих переплетах на внутреннюю раму на боковой вертикальной оси навешивают открывающиеся створки, которые служат для протирки стекол. В двойных створных переплетах на внешнюю и внутреннюю рамы навешивают фрамуги, как в одинарных створных переплетах.

Двойные спаренные створные переплеты состоят из рамы, на которую в глухих частях переплета навешивают на боковой вертикальной оси створки, а снаружи в раму вставляют стекла. В открывающейся части переплета к раме подвешивают на средней горизонтальной оси фрамуги, на которые изнутри навешивают створки, образующие двойное остекление.

Рамы, фрамуги и створки выполнены из прямоугольных труб размерами соответственно 60×30×2, 50×25×2, 40×25×2 мм. Соединения элементов рам, фрамуг и створок предусмотрены на электродуговой сварке.

Притворы фрамуг и створок к раме — с помощью гнутых уголков и швеллеров, присоединяемых на контактной точечной сварке. Для уплотнения притворов служит пластинчатый резиновый профиль, установленный на клею.

Стекла крепятся с помощью специального гнутого профиля швеллерного типа, присоединяемого к раме, фрамугам и створкам на контактной сварке, и двух резиновых профилей.

Расход стали и резины на один переплет приведен в табл. 13.6.

Остекление должно выполняться стеклом толщиной 4 мм по ГОСТ 111—78.

Открывание створок и фрамуг ручное и с помощью механизмов пневматического открывания, разработанных в серии 1.434-4 (вып. 2).

13.2.3. Стальные окна (переплеты) из спаренных тонкостенных труб серии 1.436-6

Переплеты предназначены для остекления одноэтажных и многоэтажных зданий, вспомогательных помещений и административных зданий, возводимых в районах с температурой наружного воздуха от —40 до 50° С. Переплеты рассчитаны на расчетную ветровую нагрузку 840 Н/м² при высоте переплета 2,4 м и менее, 660 Н/м² при высоте переплета 3 м и 480 Н/м² при высоте переплета 3,6 м.

Серией предусмотрено 25 типоразмеров переплетов с номинальными размерами по ширине 6; 4,5; 3; 2,7; 1,5 м, по высоте 1,2; 1,8; 2,4; 3; 3,6 м.

В серию входят глухие переплеты — без фрамуг (марки РГ) и открывающиеся — с фрамугами (марок РО, РОВ, РОН, РОНВ, РОНС).

Конструкция переплета позволяет в одну и ту же раму крепить различный заполнитель: стекло, стеклопакеты, жалюзийные решетки в разных сочетаниях. В соответствии с этим разработаны три варианта заполнения переплетов: стеклом толщиной 4 или 5 мм, стеклопакетами толщиной 32 мм, стеклом в верхних ячейках и стеклопакетами в нижних. Всего номенклатура переплетов содержит 90 марок в зависимости от размеров, расположения фрамуг и типа заполнителя.

Схемы открывающихся переплетов (марок РО) показаны на рис. 13.11. Схемы открывающихся переплетов других марок от-

Таблица 13.6. **Расход стали и резины на переплеты серии 1.436-4**

Марка переплета	Масса, кг		Марка переплета	Масса, кг		Марка переплета	Масса, кг	
	стали	резины		стали	резины		стали	резины
ПОГ 6×1,2	54	7,2	ПОС 3×2,4	71	7,5	ПРС 6×1,8	244	25,2
ПОГ 6×1,8	81	12,6	ПОС 1,5×1,2	39	2,1	ПРС 6×2,4	276	27,3
ПОГ 6×2,4	90	14,7	ПОС 1,5×1,8	48	3,4	ПРС 3×1,2	89	7,1
ПОГ 3×1,2	26	3,4	ПОС 1,5×2,4	51	3,7	ПРС 3×1,8	129	12,5
ПОГ 3×1,8	43	6,1	ПСС 6×1,2	141	13,4	ПРС 3×2,4	146	14,6
ПОГ 3×2,4	47	7,2	ПСС 6×1,8	201	22,3	ПРС 1,5×1,2	64	3,7
ПОГ 1,5×1,2	16	1,8	ПСС 6×2,4	221	27,7	ПРС 1,5×1,8	91	6,4
ПОГ 1,5×1,8	25	3,1	ПРГ 6×1,2	132	13,9	ПРС 1,5×2,4	102	7,1
ПОГ 1,5×2,4	27	3,4	ПРГ 6×1,8	183	24,5	ПРС 2,7×1,2	96	6,9
ПОС 6×1,2	99	7,7	ПРГ 6×2,4	226	28,4	ПРС 2,7×1,8	122	11,7
ПОС 6×1,8	126	12,1	ПРГ 3×1,2	68	6,9	ПРС 2,7×2,4	135	13,3
ПОС 6×2,4	134	14,1	ПРГ 3×1,8	98	12,4	ПРС 2,7×3	163	18,5
ПОС 3×1,2	50	3,7	ПРГ 3×2,4	121	14,3	ПРС 2,7×3,6	204	20,1
ПОС 3×1,8	66	6,4	ПРС 6×1,2	175	14,1	ПРС 2,7×4,2	244	25,3

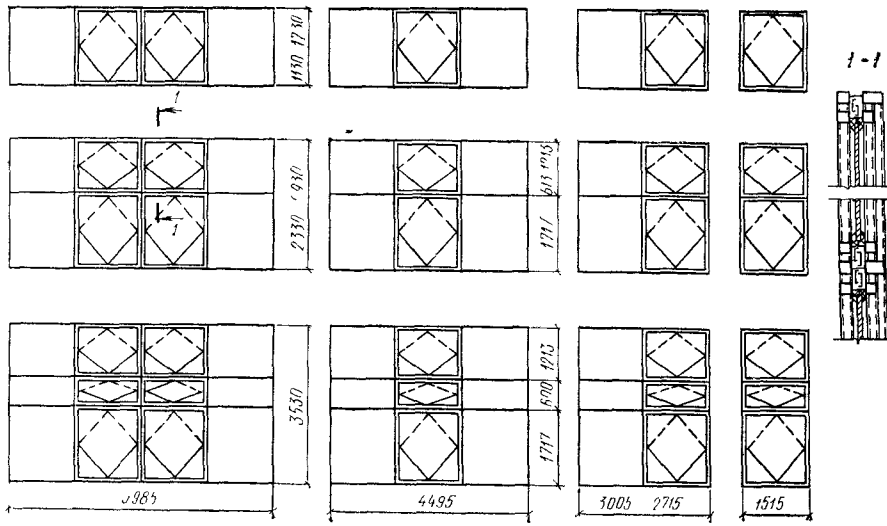


Рис 13 11. Схемы открывающихся переплетов (марок РО) серии 1.436-6

Таблица 13 7. **Расход стали и резины на переплеты серии 1 436-6**

Марка переплета	Масса, кг		Марка переплета	Масса, кг	
	стали	резины		стали	резины
1,2 РГ	52,4	7,7/10,8	3×3 РГ	62,9	8,7/12,2
1,8 РГ	61,3	9,5/13,2	3×2,4 РО	95,8	9/11,9
1,2 РО	91,2	8,9/11,8	3×3 РО	107,2	9,3/12,6
1,8 РО	109,6	10,9/14,5	3×2,4 РОН	80,3	8,6/11,6
2,4 РГ	103,5	15,7/21,8	3×3 РОН	87	9,5/12,9
3 РГ	114,4	17,4/24,3	3×2,4 РОВ	71,6	8,3/11,3
2,4 РО	182,7	18/24	3×3 РОВ	83	9,3/12,7
3 РО	203,2	20,1/26,7	3×3,6 РГ	78,1	11,8/16,4
2,4 РОН	151,7	17/23,1	3×3,6 РО	138	13,6/18,1
3 РОН	162,7	18,8/25,6	3×3,6 РОНВ	122,4	13,1/17,7
2,4 РОВ	134,4	16,5/22,5	3×3,6 РОН	102,4	12,6/17,1
3 РОВ	154,9	18,7/25,5	3×3,6 РОВ	98,4	12,4/17
3,6 РГ	142,9	23,6/32,9	3×3,6 РОНС	117,7	12,9/17,5
3,6 РО	262,5	27,1/36	1,5×1,2 РГ	15,9	1,9/2,7
3,6 РОНВ	231,5	26,2/35,3	1,5×1,8 РГ	19,5	2,4/3,3
3,6 РОН	191,2	25/34,2	1,5×1,2 РО	35,3	2,6/3,3
3,6 РОВ	183,2	24,8/34	1,5×1,8 РО	43,7	3,1/4
3,6 РОНС	222,1	25/34	1,5×2,4 РГ	32,6	3,9/5,5
3×1,2 РГ	28,1	3,8/5,3	1,5×3 РГ	37	4,4/6,1
3×1,8 РГ	33,5	4,7/6,6	1,5×2,4 РО	72,2	5/6,4
3×1,2 РО	47,5	4,4/5,9	1,5×3 РО	81,3	5,7/7,2
3×1,8 РО	57,7	5,5/7,3	1,5×2,4 РОН	56,8	4,7/6,2
3×2,4 РГ	56,2	7,9/10,9	2,7×3 РГ	59,9	8,3/11,5
4,5×1,2 РГ	40,3	5,8/8,1	2,7×2,4 РО	92,8	8,5/11,3
4,5×1,8 РГ	47,4	7,1/9,9	2,7×3 РО	104,2	9,6/12,7
4,5×1,2 РО	59,7	6,3/8,5	2,7×2,4 РОН	77,4	8,2/14
4,5×1,8 РО	71,6	7,9/10,6	2,7×3 РОН	84,2	9/12,3
4,5×2,4 РГ	80	11,8/16,4	2,7×2,4 РОВ	68,7	7,9/10,7
4,5×3 РГ	88,7	13,7/18,3	2,7×3 РОВ	80,1	8,8/12,1
4,5×2,4 РО	119,6	12,9/17,4	2,7×3,6 РГ	74,3	11,2/15,6
4,5×3 РО	133	14,4/19,4	2,7×3,6 РО	134,1	12,9/17,7
4,5×2,4 РОН	104,1	12,5/17,1	2,7×3,6 РОНВ	118,6	12,5/16,8
4,5×3 РОН	112,9	13,9/19	2,7×3,6 РОН	98,5	11,9/16,2
4,5×2,4 РОВ	95,3	12,2/16,8	2,7×3,6 РОВ	94,5	11,7/16
4,5×3 РОВ	108,9	13,7/18,8	2,7×3,6 РОНС	113,9	12,3/16,6
4,5×3,6 РГ	110,6	17,7/24,7	1,5×3 РОН	61,3	5,1/6,8
4,5×3,6 РО	170,4	19,5/26,3	1,5×2,4 РОВ	48,1	4,4/5,9
4,5×3,6 РОНВ	154,9	19/25,9	1,5×3 РОВ	57,2	4,9/6,6
4,5×3,6 РОН	134,7	18,5/25,4	1,5×3,6 РГ	45,7	5,9/8,3
4,5×3,6 РОВ	130,8	18,3/25,2	1,5×3,6 РО	105,5	7,7/9,9
4,5×3,6 РОНС	150,2	18,8/25,7	1,5×3,6 РОНВ	90	7,2/9,4
2,7×1,2 РГ	26,4	3,7/5,1	1,5×3,6 РОН	69,9	6,7/9
2,7×1,8 РГ	31,7	4,5/6,2	1,5×3,6 РОВ	65,9	6,5/8,7
2,7×1,2 РО	45,8	4,2/5,6	1,5×3,6 РОНС	85,3	7/9,2
2,7×1,8 РО	56	5,3/7			
2,7×2,4 РГ	53,2	7,4/10,3			

Примечания 1 Цифровая часть марки обозначает номинальную ширину и высоту переплета в метрах (при ширине переплета 6 м указывается только высота), буквенная часть — тип переплета (РГ — переплет глухой, РО — переплет открывающийся с фрамугами по всей высоте переплета, РОН — то же, с фрамугами в нижних ячейках переплета, РОВ — то же, с фрамугами в верхних ячейках, РОНВ — то же, с фрамугами в нижних и верхних ячейках, РОНС — то же, с фрамугами в нижних и средних ячейках)

2 В числителе — расход резины для одинарного остекления, в знаменателе — для двойного остекления (стеклопакеты).

личаются только иным расположением фрамуг.

Переплеты могут применяться для ленточного остекления и для остекления отдельных проемов.

При высоте оконных проемов свыше 3,6 м для их заполнения применяют набор переплетов. При этом между переплетами

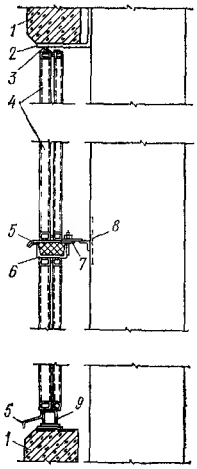


Рис. 13.12. Крепление переплетов серии 1.436-6 к железобетонной колонне

1 — стеновая панель; *2* — опорный столик; *3* — элемент крепления переплета; *4* — переплет; *5* — слив; *6* — ветровой ригель; *7* — элемент крепления ригеля; *8* — закладная деталь в колонне; *9* — элемент установки переплета

устанавливают горизонтальные ригели, передающие ветровую нагрузку на колонны здания. Переплеты крепят к закладным элементам в стеновых панелях, расположенным через 1,5 м.

Монтажные узлы крепления переплетов и архитектурные детали приведены в серии 2.436-6. Крепление переплетов к железобетонной колонне показано на рис. 13.12.

Рамы переплетов и фрамуг изготовляют из составного профиля, состоящего из двух стальных прямоугольных тонкостенных труб 50×25×1,8 и 28×25×1,8 мм, соединенных сваркой стальной лентой сечением 14×2 мм. Для более надежного закрепления резиновых профилей трубы поставляются с одной вогнутой стороной со стрелкой прогиба 1 мм.

Рамы разделены вертикальными и горизонтальными элементами на ячейки, в которые вставляют заполнение (в глухих частях переплета) или фрамуги. Фрамуги крепят к раме на шарнирах на средней горизонтальной оси.

Притворами фрамуг служат гнутые стальные швеллеры, привариваемые к рамам, переплетам и фрамугам контактной точечной сваркой и электрозаклепками. К притворам приклеивается уплотнитель (внутрь швеллера) из губчатой резины или пористого синтетического материала. Стекла и стеклопакеты крепятся к рамам и фрамугам резиновыми профилями.

В табл. 13.7 приведен расход стали и резины на один переплет.

Переплеты открываются с помощью рычажных или пневматических механизмов открывания, приведенных в выпусках 2 и 3 серии 1.436-6.

13.2.4. Панельные стальные окна серии 1.436-8

Серия содержит чертежи стеклопанелей с применением профильного стекла для заполнения глухой части световых проемов. В открывающихся частях используются оконные панели по серии ПР-05-50/73.

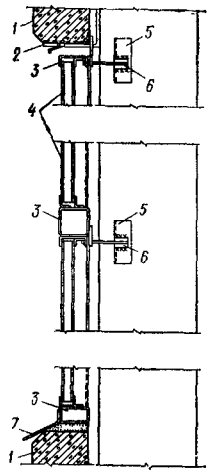


Рис. 13.13. Крепление стеклопанелей серии 1.436-8 к железобетонной колонне

1 — стеновая панель; *2* — опорный столик; *3* — элементы рамы стеклопанелей; *4* — профильное стекло; *5* — закладная деталь в колонне; *6* — элемент крепления стеклопанелей; *7* — слив

Стеклопанели разработаны для применения в зданиях со стенами из панелей по серии 1.432-5.

В зимнее время рамы стеклопанелей могут промерзать, поэтому их не рекомендуется применять в зданиях, где не допускается указанное явление.

Конструкции стеклопанелей рассчитаны на ветровую нагрузку, включая V ветровой район, для здания высотой до 20 м.

Номинальные размеры стеклопанелей приняты равными: по ширине 6; 4,5 и 3 м; по высоте 1,8; 2,4 и 3 м. Стеклопанели шириной 3 м разработаны высотой 3,6; 4,2; 4,8; 5,4 и 6 м. Номенклатура стеклопанелей представлена в табл. 13.8.

Заполнение оконных проемов стеклопанелями шириной 6 м предусмотрено в один и в несколько ярусов. При одноярусном заполнении и для верхнего яруса при многоярусном заполнении применяют стеклопанели высотой, уменьшенной на 5 см против номинальной (1,75; 2,35 м и т. д.).

Оконные проемы шириной 3 м и высотой более 6 м, а также шириной 4,5 м и высотой более 3 м членятся на ярусы с помощью стеновых перемычечных панелей.

Стеклопанели крепят к стенам и колоннам здания стальными крепежными элементами на монтажной сварке. Пример крепления стеклопанелей к железобетонной колонне показан на рис. 13.13.

Вертикальные стыки стеклопанелей перекрывают нащельниками (стальными или алюминиевыми).

Стеклопанели состоят из стальной рамы и светопропускающего заполнения.

Рама запроектирована из холодногнутых профилей. Верхняя обвязка и боковые стойки выполнены из гнутых швеллеров

Таблица 138. **Номенклатура и масса стеклопанелей серии 1.436-8**

Тип заполнения	Марка стеклопанели	Масса, кг
Профильное стекло коробчатого типа (КП-300)	ПКП5,9×1,75	498,4
	ПКП5,9×1,8	510,2
	ПКП5,9×2,35	634,1
	ПКП5,9×2,4	646,3
	ПКП5,9×2,95	769,2
	ПКП5,9×3	778,2
	ПКП4,4×1,75	374,8
	ПКП4,4×2,35	477
	ПКП4,4×2,95	578,7
	ПКП2,9×1,75	255,1
	ПКП2,9×2,35	324,9
	ПКП2,9×2,95	396,1
	ПКП2,9×3,55	464
	ПКП2,9×4,15	534
	ПКП2,9×4,75	604
	ПКП2,9×5,35	669,8
	ПКП2,9×5,95	737
Профильное стекло швеллерного типа (ШП-300)	ПШП5,9×1,75	349,6
	ПШП5,9×1,8	356,8
	ПШП5,9×2,35	428,2
	ПШП5,9×2,4	444
	ПШП5,9×2,95	520,3
	ПШП5,9×3	526,4
	ПШП4,4×1,75	265,4
	ПШП4,4×2,35	329,3
	ПШП4,4×2,95	393,8
	ПШП2,9×1,75	184,7
	ПШП2,9×2,35	230,2
	ПШП2,9×2,95	275,1

Примечания: 1. В марке панели цифровая часть обозначает конструктивные ширину и высоту стеклопанели в метрах.

2. По теплозащитным качествам заполнение профильным стеклом коробчатого типа приравнивается к двойному остеклению, заполнение стеклом швеллерного типа — к одинарному остеклению.

120×60×3, нижняя обвязка — из холодногнутых замкнутых сварных прямоугольных профилей 125×125×3 или 125×90×3 (в зависимости от габаритных размеров рамы). Элементы рамы соединяют на сварке. Для установки профильного стекла к стойкам и нижней обвязке рамы приварены гнутые уголки 50×3. Стекла закрепляют в раме с помощью прижимных уголков, присоединяемых к раме на самонарезающих болтах. Стыки между профильным стеклом уплотняют прокладками из губчатой или технической профилированной резины. Зазоры между профильным стеклом и элементами стальной рамы заделывают гернитовым шнуром.

13.2.5. Стальные окна серии 1.436-9

Окна этой серии предназначены для производственных зданий из легких металлических конструкций, возводимых в районах с расчетной температурой до —40° С и нормативной ветровой нагрузкой до 450 Н/м².

Оконные переплеты могут применяться при ленточном остеклении и для заполнения отдельных проемов. При установке переплетов в два и более ярусов ветровая нагрузка должна восприниматься промежуточными ригелями каркаса здания.

Переплеты разработаны двух вариантов: из спаренных труб и из одинарных труб.

Заполнение переплетов из спаренных труб предусмотрено одинарным стеклом и стеклопакетами, конструктивные решения повторяют принятые в серии 1.436-6.

Переплеты из одинарных труб запроектированы с двойным остеклением со створками для протирки стекол. Конструктивные решения этих переплетов аналогичны принятым в переплетах марки ПСС, разработанных в серии 1.436-4 (описание конструктивных решений переплетов по сериям 1.436-6 и 1.436-4 дано выше).

Номинальные размеры переплетов из спаренных труб приняты равными: по ширине 6, 3 и 2 м; по высоте 1,2; 1,8; 2,4 и 3 м.

Переплеты из одинарных труб имеют ширину 6; 3 и 1,5 м; высоту 1,2; 1,8; 2,4 и 3 м.

13.2.6. Панельные переплеты серии 1.436-2

Переплеты предназначены для одноярусного заполнения проемов многоэтажных производственных, административно-бытовых и инженерных корпусов, запроектированных по чертежам серии ИИ-20.

Переплеты разработаны с двойным остеклением высотой 1,2; 1,8; 2,4 и 3 м и шириной 6 м.

Для естественной вентиляции запроектированы верхне- и нижнеподвесные спаренные фрамуги. Во внутренних переплетах предусмотрены створки с боковым подвесом для протирки стекол. Фрамуги открываются с помощью ручных приборов.

Переплет состоит из двух рам, выполненных из прямоугольных труб 60×30×3, соединенных планками. Рамы расчленены вертикальными элементами, а при высоте переплета 2,4 и 3 м также и горизонтальным элементом на ячейки, в которые вставляют стекла, створки или фрамуги. Рамы створок и фрамуг из гнутых уголков 40×2,5, сваренных «в коробку». Притворы уплотняют губчатой резиной. Стекла окантовывают по контуру П-образным резиновым профилем и крепят к раме гнутыми уголками 18×1,5 мм.

Крайние части переплетов, соприкасающиеся с колоннами здания, не имеют остекления, для заполнения их применяют непрозрачные материалы.

ГЛАВА 14. ПЛОЩАДКИ, ЛЕСТНИЦЫ И ОГРАЖДЕНИЯ

14.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ. КЛАССИФИКАЦИЯ. НАГРУЗКИ

Площадки состоят из балок, настила, ограждений и лестниц. Опираются они на основные конструкции здания, технологическое оборудование (или его опоры) или на специальные колонны. Многоярусные площадки, опирающиеся на специальные колонны, образуют этажерки или каркасы многоэтажных зданий (см. гл. 7). При опи-

рании площадок на специальные колонны неизменяемость и устойчивость конструкций обеспечиваются либо креплением их к колоннам здания, либо вертикальными связями, либо жестким сопряжением колонн с балками площадок.

Размеры площадок в плане и по высоте, габариты оборудования и помещений под площадками, расположение съемных настилов, монтажных и технологических проемов, габариты проходов и проездов для определения возможного расположения колонн и конфигурации связей принимают по технологической и архитектурно-планировочной частям проекта.

Площадки в зависимости от назначения подразделяют на три группы:

переходные, посадочные и смотровые, площадки для обслуживания монорельсов и т. п. с временной нормативной нагрузкой 2000—4000 Н/м²;

ремонтные и смотровые, площадки у тяжелого оборудования, для ремонта ходовых колес кранов и под легкое технологическое оборудование (вентиляторы, приводы, транспортеры, питатели и т. п.) с временной нагрузкой более 20 000 Н/м²;

площадки под тяжелое стационарное и подвижное оборудование (рабочие площадки сталеплавильных и литейных цехов, главных корпусов ТЭЦ, ГРЭС и т. п) с временной нагрузкой более 20 000 Н/м².

Конструкции площадок следует рассчитывать на воздействие:

1) постоянных нагрузок от собственной массы конструкций перекрытия и помещений, расположенных на площадках;

2) временных нагрузок длительного действия от массы оборудования и трубопроводов с изоляцией и заполнением, а также от температурных деформаций стационарного технологического оборудования и трубопроводов;

3) кратковременно действующих нагрузок от массы людей и ремонтных материалов, необходимых для ведения технологического процесса или во время строительства, кранового и транспортного оборудования, монтажных нагрузок, а в необходимых случаях — снега и ветра;

4) особых нагрузок — аварийных, возникающих при нарушении технологического режима, и сейсмических.

Значения нормативных вертикальных и горизонтальных нагрузок (кроме снеговых и ветровых) принимаются по технологическим заданиям (но не менее указанных в СНиП II-6-74), в которых должны быть приведены возможные схемы сосредоточенных и распределенных нагрузок с указанием условий приложения (типы и размеры опор оборудования, его возможное сближение и перемещение в процессе эксплуатации, монтажа и т. п.). Для машин с динамическими воздействиями в технологическом задании должны быть указаны либо значения коэффициентов динамичности, либо величины нормативных инерционных сил и коэффициенты перегрузки. Нагрузки от напольного рельсового транспорта задаются в виде «поезда» из сосредоточенных сил с указанием их значений на каждом пути. Нагрузки от безрельсового транспорта задаются в виде схемы транспортного средства с указанием его габаритов, нагрузки на каждое колесо, формы, площади и размеров сторон следа приложения нагрузки к поверхности пола. Число одновременно учитываемых в расчете безрельсовых транспортных средств и схемы возможного их размещения также указываются в технологическом задании.

Таблица 14.1. **Характеристики транспортных средств**

Марка	Число осей	Нагрузка на колесо P, кН	Площадь следа колеса, см²
Автопогрузчик:			
4000, 4043М	2	36,4	490
4003, 4045М	2	51,2	850
Электрокар:			
ЭК-1,5	2	6,25	42
ЭК-2	2	6,75	56
ТС	2	12	78
Условный автомобиль с расчетной нагрузкой Н=13	2	45,5	910

Примечание Для автопогрузчиков увеличение нагрузки на колеса в момент подъема груза учтено в таблице в размере 10%.

В табл. 14.1 приведены характеристики некоторых типов транспортных средств, наиболее часто работающих на технологических площадках. Характеристики автомобилей различных марок приведены в СНиП II-В.8-71 (Полы. Нормы проектирования).

Горизонтальные нагрузки принимаются:

а) от кранов — в соответствии с указаниями СНиП 6-74;

б) от силы тяги и торможения рельсового транспорта — $0{,}1\Sigma P$ (P — сумма вертикальных давлений колес подвижного состава, которую следует учитывать с одного пути при двух путях и с двух путей, если их три и более);

в) от поперечных ударов рельсового транспорта — $0{,}06\Sigma P$;

г) от силы тяги и торможения безрельсового транспорта — 0,3 от массы одного наиболее тяжелого транспортного средства с грузом, с каждой полосы движения;

д) от поперечных ударов безрельсового транспорта — 0,3 от массы одного наиболее тяжелого транспортного средства независимо от числа полос движения;

г) на перила — по СНиП II-6-74

Ветровая нагрузка на внутрицеховые площадки и расположенное на них оборудование принимается по указаниям СНиП II-6-74 как для стен внутрицеховых помещений.

Коэффициенты перегрузки, учитываемые при расчете площадок, принимаются по СНиП II-6-74, если в технологическом задании не указаны бо́льшие величины.

Определение динамических нагрузок от оборудования в сочетании с другими нагрузками и расчет конструкций на динамические воздействия следует производить в

соответствии с указаниями нормативных документов по проектированию несущих конструкций под машины с динамическими нагрузками, утвержденными Госстроем СССР.

Динамическое воздействие вертикальных нагрузок от транспорта допускается учитывать умножением статических нагрузок на коэффициент динамичности $k_д$. Коэффициенты динамичности для конструкций, непосредственно воспринимающих динамические нагрузки от безрельсового транспорта, в том числе от погрузчиков и каров, $k_д = 1{,}2$; от рельсового транспорта — в соответствии с указаниями нормативных документов или технологических заданий.

14.2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ

14.2.1. Проектирование

Конструктивные решения площадок, лестниц и ограждений должны отвечать требованиям СНиП II-М.2-72, правил техники безопасности соответствующих производств,

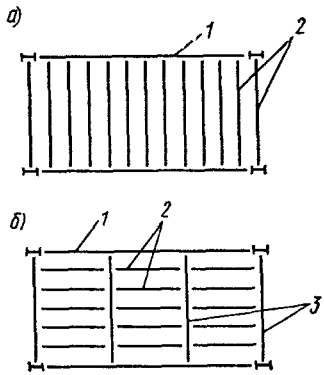


Рис. 14.1. Схемы балочных клеток

а — нормальная; *б* — усложненная; *1* — главная балка; *2* — второстепенная; *3* — вспомогательная

«Правил устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов».

Схемы балочных клеток (рис. 14.1) определяются расположением оборудования (технологического, электротехнического, сантехнического и подъемно-транспортного) и встроенных помещений, а также типом настила. Выбираются они из условия обеспечения наименьших затрат металла, труда на изготовление и монтаж. С этой целью схемы балочных клеток принимаются наиболее простыми с наиболее коротким путем передачи нагрузки на колонны и допускающими максимальное укрупнение отправочных элементов на заводе-изготовителе, а узлы сопряжения балок с балками и балок с колоннами — наименее трудоемкими.

Расстояния l между поддерживающими стальной настил вспомогательными балками назначаются исходя из условия полного использования несущей способности настила и балок с учетом стандартных размеров листов рифленой стали и просечно-вытяжной стали плюс размер зазора (20 мм) на приварку. Другие размеры ведут к перерасходу стали на обрезки и увеличению трудоемкости изготовления.

Если ширина площадки позволяет выполнить ее гнутой С-образной формы из одного целого листа рифленой стали взамен сварной из двух балок и настила, то такое сечение следует принять как более технологичное и менее металлоемкое.

Материал и конструкция несущего настила площадок (металлического — сплошного или решетчатого, железобетонного — сборного или монолитного, сталежелезобетонного или деревянного) определяется технологическим назначением площадок с учетом типов полов, нагрузок, температурно-влажностного режима помещений и агрессивности среды, категории производства по взрыво- и пожароопасности. Настилы площадок, расположенных в помещениях взрывоопасных производств, должны выполняться решетчатыми из неискрящих материалов.

Стальной настил в зависимости от нагрузки, пролета и назначения может быть несъемным и съемным (масса отдельных поднимаемых вручную щитов съемного настила не должна превышать 50 кг), с ребрами и без ребер.

Примеры узлов опирания стального настила приведены на рис. 14.2. Для безопасности прохода настил не должен иметь отгибов, что особенно важно при съемных настилах.

На рис. 14.3—14.6 приведены примеры опирания второстепенных балок на главные балки площадок, временная нормативная нагрузка на которые не превышает 20 000 Н/м². Наиболее простое по условиям монтажа этажное сопряжение балок показано на рис. 14.3.

Площадки у технологического оборудования, как правило, съемные или сборно-разборные (рис. 14.7). Они не должны препятствовать температурным деформациям оборудования. Для этого между настилом площадок и оборудованием должен быть оставлен зазор, размер которого устанавливается технологическим заданием. Балки площадок, опирающихся на технологическое оборудование, должны свободно опираться на столики, прикрепленные к оборудованию (рис. 14.7, *в*); отверстия для болтов, соединяющих балки со столиками, должны иметь овальную форму.

Конструкция площадок под тяжелое стационарное и подвижное оборудование, настилом которых служит стальной лист, решается в виде ортотропной плиты с включением настила в работу продольных балок. Ортотропные плиты состоят из листа настила с приваренными к нему продольными и поперечными ребрами. Частое расположение продольных ребер (расстояние не более 70 толщин настила) обеспечивает устойчивость настила и включение его в работу балок (рис. 14.8).

Такие площадки изготовляют в виде отдельных блоков и щитов, размеры которых определяются условиями перевозки и конструктивным решением всей площадки. Блоки, состоящие из двух балок, соединен-

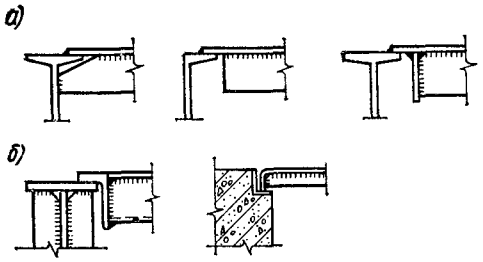


Рис. 14.2. Опирание настилов

а — несъемные настилы; *б* — съемные настилы

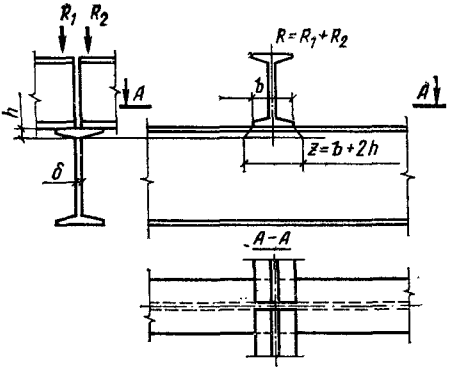


Рис. 14.3. Этажное опирание балок площадок

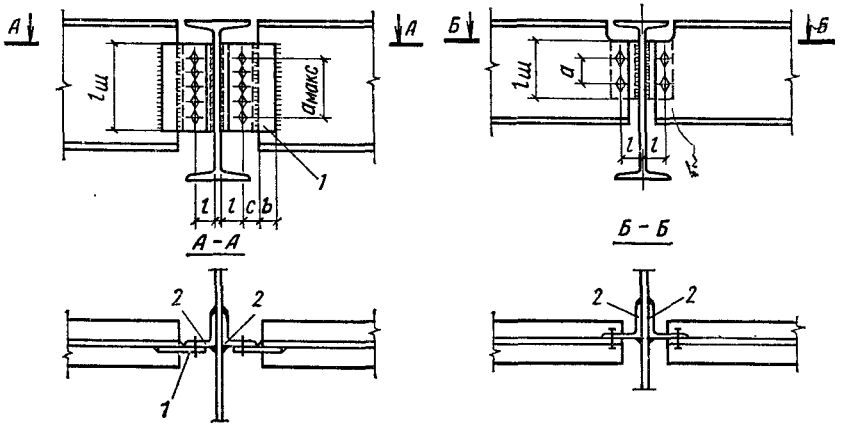


Рис. 14-4. Соединение второстепенной балки с главной в одном уровне на болтах

1 — опорная планка второстепенной балки; *2* — уголковое ребро на главной балке

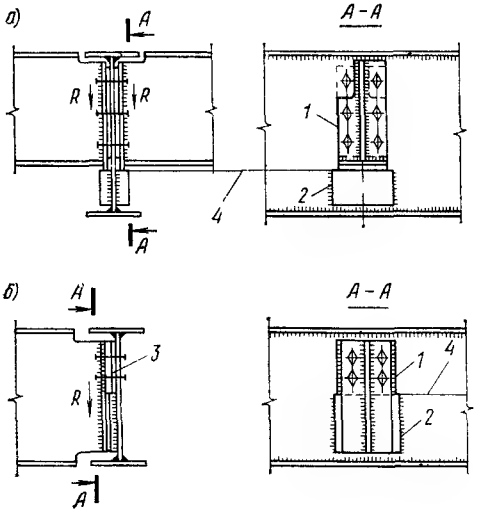
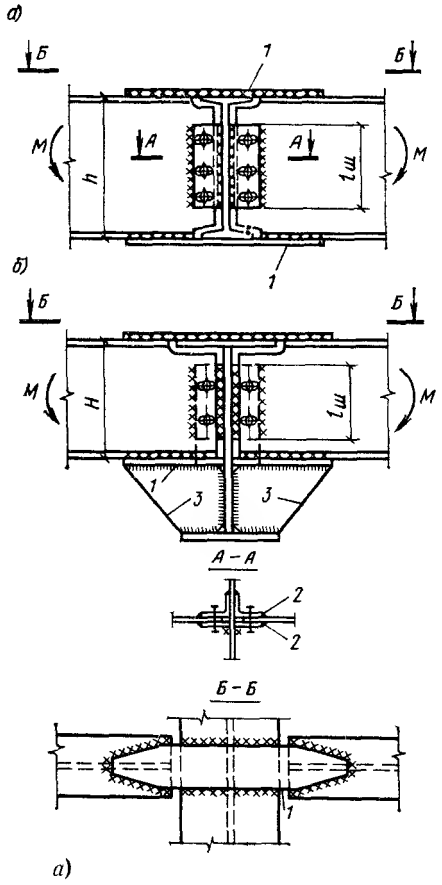


Рис. 14-5. Опирание второстепенных балок на столики главных балок

а — при балках разной высоты; *б* — при балках одной высоты; *1*, *2* — опорные столики на второстепенной и главной балках; *3* — монтажная прокладка; *4* — линия строжки опорных столиков *1* и *2*



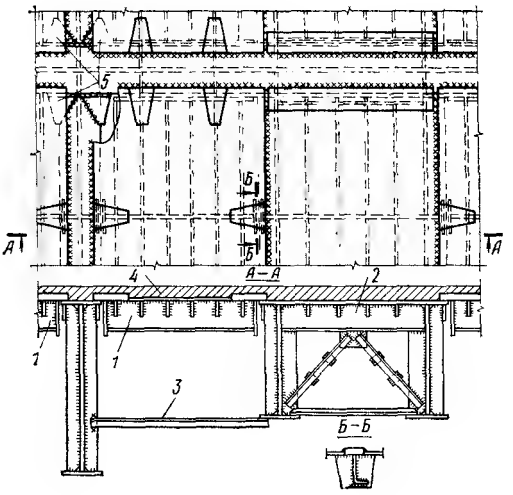


Рис. 14.8. Тяжелая технологическая площадка

1 — щит; *2* — блок; *3* — распорка в местах связей; *4* — футеровка; *5* — детали неразрезного стыка верхнего пояса продольных балок

Рис. 14.6. Соединения неразрезных второстепенных балок с главными балками

а — при балках одной высоты; *б* — при балках разной высоты; *1* — соединительные планки; *2* — уголковая и листовая накладки стенки второстепенной балки; *3* — ребра

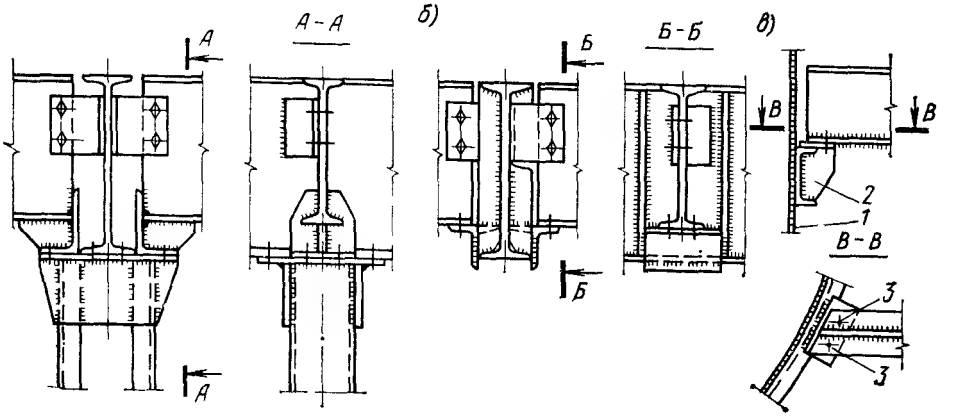


Рис. 14.7. Узлы опирания балок сборно-разборных площадок

а — балок разной высоты на колонну; *б* — второстепенной балки на главную; *в* — балки на технологическое оборудование; *1* — стенка аппарата; *2* — столик; *3* — овальные дыры

ных ребристой плитой и вертикальными связями, крепятся к главным балкам и колоннам. Щиты опираются на блоки и главные балки с помощью планок. Щиты такой конструкции устанавливают и приваривают сверху, в удобном положении.

Площадки тяжелого типа могут быть сталежелезобетонными. В такой конструкции железобетонная плита включается в работу второстепенных и главных балок. Стальной ребристый (профилированный) настил в процессе строительства выполняет роль опалубки, затем включается в работу площадки. При проектировании таких площадок должно быть обращено особое внимание на обеспечение сцепления между бе-

тоном и стальными элементами (настилом и балками). Применение сталежелезобетонных площадок возможно только в случаях, когда при эксплуатации не возникают условия, приводящие к снижению прочности бетона (высокие температуры и др.).

При проектировании площадок, несущим настилом которых служат сборные

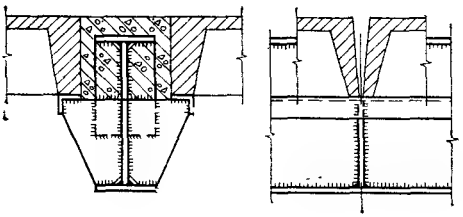


Рис. 14.9. Узел опирания на балку укороченных плит сборного железобетонного настила

железобетонные плиты, необходимо учитывать следующие особенности:

а) для уменьшения суммарной высоты перекрытия сборные железобетонные плиты, имеющие значительную высоту (220—400 мм и более), как правило, опираются на специальные заплечики (рис. 14.9), длина их меньше расстояний между разбивочными осями;

б) крутящий момент от эксцентричного опирания железобетонных плит на заплечики балки при одностороннем загружении должен восприниматься с помощью арматурных каркасов, закладываемых в швы между плитами, и заполнением бетоном пространства между стенкой балки и торцами плит (как это предусматривается в сборных железобетонных каркасах);

в) ширина заплечиков и верхнего пояса (в случае опирания плит на пояс) должна обеспечивать минимально необходимую площадь опирания железобетонных плит при возможности их сдвижки за счет уменьшенных размеров по длине (размеры площадки опирания указаны в проектах сборных плит).

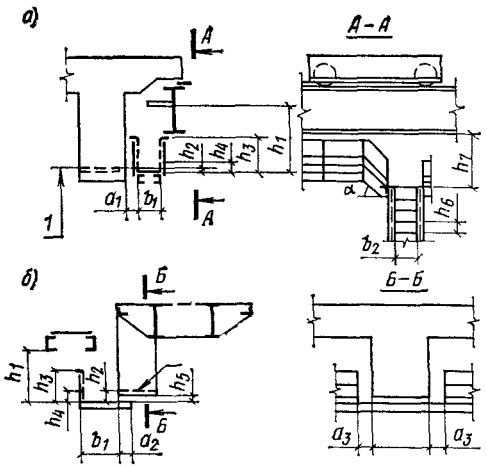


Рис. 14.10. Схемы посадочных площадок в кабины мостовых кранов (размеры, обозначенные буквами, даны в табл. 14.2)

а — при посадке со стороны подкрановых путей; *б* — при посадке с торца здания; *1* — уровень пола кабины крана

Устойчивость и неизменяемость опирающихся на собственные колонны площадок предпочтительнее обеспечивать постановкой вертикальных связей, проектируя их, как правило, растянутыми. При устройстве портальных связей не рекомендуется включать в систему связей балки перекрытия площадок. Чтобы определить необходимое число связей, несъемный настил площадок можно рассматривать как жесткий диск.

Несущие конструкции площадок, подвергающихся воздействию высоких температур, а при возможном расплескивании жидкого металла и настил, должны быть футерованы или защищены экранами.

Схемы площадок для посадки в кабины мостовых кранов приведены на рис. 14.10. Предельные размеры площадок и их приближение к кранам приведены в табл. 14.2.

Таблица 14.2. **Ограничения размеров посадочных площадок**

Обозначение (см. рис. 14. 10)	Размер, мм, при посадке	
	со стороны подкрановых путей	с торца здания
a_1	$60 \leqslant a_1 \leqslant 150$	—
a_2	—	400
a_3	—	400
b_1	$\geqslant 700$	$\geqslant 700$
b_2	$\geqslant 600$	—
h_1, h_7	$\geqslant 1800$	$\geqslant 1800$
h_2	$0 < h_2 \leqslant 250$	250
h_3	$\geqslant 1000$	$\geqslant 1000$
h_4	100	100
h_5	—	100
h_6	не более 300	—
α	$\leqslant 60°$	—

Примечание. В технологических заданиях указывается расстояние от головки подкранового рельса до верха площадки, ширина кабины и длина посадочной площадки, а также уточняются размеры h_3 и угол α.

14.2.2. Расчет

Расчетная схема несъемных настилов в зависимости от опорных закреплений и соотношения расстояний между ребрами l_1 и балками l принимается по указаниям табл. 14.3.

Восприятие гибким настилом распора H при работе настила в направлении поперек расположения второстепенных балок обеспечивается постановкой ребер в крайних панелях площадок, в направлении вдоль второстепенных балок, когда опорами настила служат ребра, — уменьшением вдвое расстояния между крайними ребрами.

Гибкие пластинки с защемленными кромками рассчитывают в соответствии с указанием рис. 14.11 по формулам и коэффициентам, приведенным в табл. 14.4. В зависимости от исходных данных (расчетной нагрузки, расчетного сопротивления или предельного прогиба) вычисляются соответ-

Таблица 14.3. **Классификация расчетных схем несъемных настилов**

Зависимость между l и l_1	Опорные закрепления	
	воспринимают распор	не воспринимают распор
$l_1 \geqslant 2l$	Гибкая пластинка[1] пролетом l	Балка пролетом l с защемленными опорами
$2l > l_1 > 0{,}5l$	Жесткая пластинка с опорами по четырем сторонам	
$l_1 \leqslant 0{,}5l$	Гибкая пластинка пролетом l_1	Многопролетная неразрезная балка с пролетами l_1

[1] Гибкими пластинками называются тонкие пластинки конечной жесткости, при расчете которых учитываются изгибные и цепные напряжения.

ствующие коэффициенты $k_п$ или $k_г$, или $k_д$ (формулы для вычисления их взяты в таблице в прямоугольник). По значениям этих

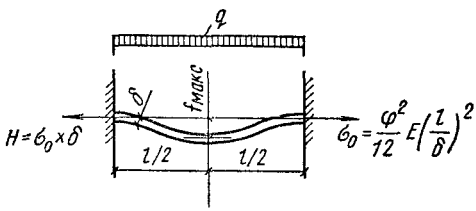


Рис. 14.11. Расчетная схема гибкой пластинки с защемленными кромками

коэффициентов из таблицы определяются все остальные необходимые для расчета данные. В табл. 14.4 $n_{ср}$—среднее значение коэффициента перегрузки.

Жесткие пластинки рассчитывают по схемам опирания *2* и *5* (рис. 14.12) от вида нагрузки — равномерно распределенной по всей площади или местной в центре пластинки — по рис. 14.13 по формулам табл. 14.5 с использованием данных таблиц 14.6—14.9.

Съемные настилы рассчитывают как жесткие пластинки, опертые по двум или четырем сторонам (см. схемы *1*, *3*, *4* на рис. 14.12).

Ребра настилов рассчитывают как однопролетные шарнирно-опертые балки. Они

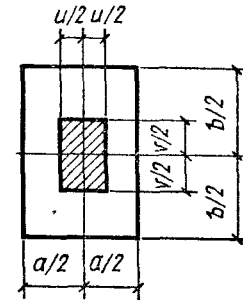


Рис. 14.13. Нагрузка по центру пластинки
1—5 — схемы опирания

выполняются обычно из полосы либо из прокатных или гнутых неравнополочных уголков, приваренных пером к настилу (см. разрез *Б—Б* на рис. 14.8), либо из широкополочных тавров (см. гл. 15). Момент сопротивления ребер определяют с учетом включения в сечение ребра полосы настила шириной $30\delta\sqrt{210/R}$ (δ — толщина настила, R — в МПа). Концевые крепления ребер должны обеспечивать передачу опорных давлений на балки.

Изгибающие моменты и поперечные силы в балках площадок определяют в зависимости от схемы балочной клетки. Если балки площадок одновременно являются ригелями поперечных рам, их следует рассчитывать с учетом усилий, возникающих в ригелях как в системе поперечной конструкции рамы.

Балки площадок, воспринимающие статические нагрузки и закрепленные от потери общей устойчивости, рассчитывают с учетом развития пластических деформаций по рекомендациям гл. 4.

Сечения балок следует принимать, как правило, прокатными. Составные сварные

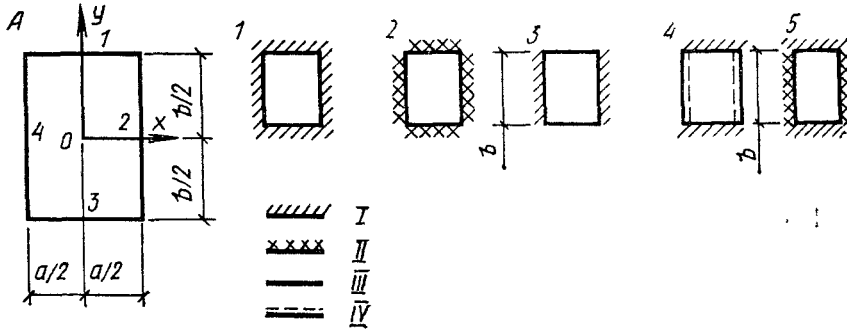


Рис. 14.12. Схемы жестких пластинок

I — кромка, свободно опертая на жесткую опору; *II* — жестко защемленная кромка; *III* — кромка, свободная от усилий; *IV* — кромка, свободно опертая на упругую опору

Таблица 14.4. Данные для расчета гибких стальных пластинок с защемленными кромками (по рис. 14.11)

Заданы		
расчетная нагрузка q	расчетное сопротивление R	предельный прогиб $f_{макс}$
Коэффициент пластинки $k_п = \frac{q}{F}\left(\frac{l}{\delta}\right)^4$	Коэффициент гибкости $k_г = \frac{l}{\delta}\sqrt{\frac{R}{E}}$	Коэффициент деформации $k_д = \frac{f_{макс}\, n_{ср}}{\delta}$
Наибольшее напряжение $\sigma_{макс} = (k_о + k_и)\, q \left(\frac{l}{\delta}\right)^2 = k_{о.и}\, q \left(\frac{l}{\delta}\right)^2$	Несущая способность $q = \frac{R}{k_{о.и}}\left(\frac{\delta}{l}\right)^2 = k_н \frac{R^2}{E}$	Несущая способность $q = k_п E \left(\frac{\delta}{l}\right)^4$
Наибольший прогиб $f_{макс} = k_д\, \delta / n_{ср}$	Наибольший прогиб $f_{макс} = k_д\, \delta / n_{ср}$	Наибольшее напряжение $\sigma_{макс} = (k_о + k_и)\, q \left(\frac{l}{\delta}\right)^3 = k_{о.и}\, q \left(\frac{l}{\delta}\right)^3$

Продолжение табл. 14.4

φ	$k_п$	$k_и$	$k_о$	$k_{о.и}$	$k_д$	$k_г$	$k_н$
0	0	0,5	0	0,5	0	0	∞
0,5	2,976	0,4979	0,007	0,5049	0,0924	1,226	1,318
1	6,064	0,4919	0,01374	0,5056	0,1849	1,751	0,6451
1,5	9,373	0,4822	0,02	0,5022	0,2773	2,17	0,423
2	13,011	0,4696	0,02562	0,4952	0,3697	2,538	0,3135
2,5	17,09	0,4546	0,03047	0,4851	0,4621	2,88	0,2486
3	21,73	0,4381	0,03452	0,4726	0,5545	3,205	0,206
3,5	27,02	0,4207	0,03779	0,4585	0,6469	3,52	0,1761
4	33,07	0,403	0,04031	0,4433	0,7392	3,829	0,1539
4,5	40	0,3853	0,04219	0,4275	0,8314	4,153	0,1368
5	47,9	0,3681	0,0435	0,4116	0,9236	4,44	0,1232
5,5	56,87	0,3516	0,04433	0,3959	1,016	4,745	0,1122
6	67,02	0,3358	0,04476	0,3806	1,107	5,05	0,103
6,5	78,45	0,3209	0,04488	0,3658	1,199	5,357	0,09527
7	91,25	0,3069	0,04475	0,3517	1,291	5,665	0,08862
7,5	105,47	0,2938	0,04442	0,3382	1,381	5,973	0,08289
8	121,4	0,2815	0,04395	0,3255	1,473	6,284	0,0778
8,5	138,8	0,27	0,04336	0,3134	1,564	6,597	0,07333
9	158	0,2593	0,04271	0,3021	1,654	6,909	0,06936
9,5	179,2	0,2494	0,04197	0,2913	1,746	7,225	0,06575
10	202,2	0,24	0,04121	0,2812	1,836	7,541	0,06252
10,5	227,3	0,2313	0,04042	0,2717	1,926	7,858	0,0596
11	254,4	0,2231	0,03963	0,2628	2,017	8,177	0,05691
11,5	283,8	0,2155	0,03883	0,2543	2,107	8,496	0,05446
12	315,5	0,2083	0,03803	0,2464	2,197	8,817	0,05222
12,5	349,7	0,2016	0,03725	0,2389	2,286	9,138	0,05014
13	386,1	0,1953	0,03648	0,2317	2,376	9,459	0,04823
13,5	425,6	0,1893	0,03572	0,225	2,465	9,782	0,04645
14	467	0,1837	0,03498	0,2187	2,555	10,105	0,04479
14,5	511,5	0,1784	0,03426	0,2126	2,644	10,43	0,04325
15	558,8	0,1733	0,03355	0,2069	2,733	10,75	0,04181
15,5	609	0,1686	0,03287	0,2014	2,822	11,08	0,04046
16	662,3	0,1641	0,03221	0,1963	2,911	11,4	0,0392
16,5	718,6	0,1598	0,03157	0,1914	3	11,73	0,038
17	778,2	0,1557	0,03095	0,1867	3,089	12,05	0,03688
17,5	841	0,1518	0,03035	0,1822	3,178	12,38	0,03583
18	907,1	0,1481	0,02976	0,1779	3,267	12,7	0,03483
18,5	976,7	0,1446	0,0292	0,1738	3,355	13,03	0,03338
19	1049,9	0,1413	0,02865	0,1699	3,444	13,36	0,03299
19,5	1127	0,1381	0,02813	0,1662	3,533	13,68	0,03214
20	1207	0,135	0,02761	0,1626	3,621	14,01	0,03133
20,5	1291	0,1321	0,02718	0,1592	3,71	14,34	0,03054
21	1380	0,1293	0,02664	0,1559	3,799	14,67	0,02983
21,5	1472	0,1266	0,02617	0,1527	3,887	14,99	0,02913
22	1568	0,124	0,02572	0,1497	3,976	15,32	0,02846
22,5	1668	0,1215	0,02529	0,1468	4,065	15,65	0,02782
23	1773	0,1191	0,02486	0,144	4,153	15,98	0,02722
23,5	1892	0,1168	0,02432	0,1411	4,265	16,34	0,02654
24	1995	0,1146	0,02406	0,1386	4,33	16,63	0,02607
24,5	2113	0,1125	0,02367	0,1361	4,418	16,96	0,02554
25	2236	0,1104	0,0233	0,1337	4,507	17,29	0,02503
25,5	2364	0,1084	0,2293	0,1313	4,597	17,62	0,02452
26	2495	0,1065	0,02258	0,1291	4,684	17,95	0,02405

φ	$k_п$	$k_и$	$k_о$	$k_{о.п}$	$k_д$	$k_г$	$k_н$
26,5	2632	0,1047	0,02223	0,1269	4,774	18,28	0,02359
27	2773	0,1029	0,0219	0,1248	4,861	18,6	0,02316
27,5	2920	0,1012	0,02158	0,1227	4,95	18,93	0,02273
28	3072	0,09949	0,02127	0,1208	5,038	19,26	0,02232
28,5	3229	0,09788	0,02096	0,1188	5,126	19,59	0,02193
29	3392	0,09631	0,02066	0,117	5,215	19,92	0,02155
29,5	3559	0,0948	0,02037	0,1152	5,303	20,25	0,02118
30	3733	0,09333	0,02009	0,1134	5,392	20,58	0,02082

Таблица 14.5. **Прогибы и изгибающие моменты в жестких пластинках**

Вид и обозначение расчетной нагрузки	Схема пластинки (см. рис. 14. 12)	Расчетные формулы
Равномерно распределенная по всей площади пластинки q	*1—4*	$f_{макс} = \frac{\alpha_0 q a^4}{10^4 n_{ср} D}$; (14.1) $M_x = \beta_i\, q a^2 \cdot 10^{-3}$; (14.2) $M_y = \nu_i\, q a^2 \cdot 10^{-3}$. (14.3)
Равномерно распределенная по площади центрального прямоугольника p_0, (см. рис. 14.13)	*1, 5*	$M_x = \beta_i\, N \cdot 10^{-3}$; (14.4) $M_y = \nu_i\, N \cdot 10^{-3}$; (14.5) $N = uvp_0$.

В формулах (14.1)—(14.5):

1) $D = \frac{E\delta^3}{12(1-\mu)^2}$ — жесткость пластинки при изгибе;
2) μ — коэффициент Пуассона;
3) ширина пластинки принята 1 см;
4) $n_{ср}$ — среднее значение коэффициента перегрузки.

Таблица 14.6. **Значения α_i β_i и ν_i для определения f, M_x и M_y при равномерно распределенной нагрузке и $\mu=0,3$**

b/a	Схема (см. рис. 14.12): 1			2			3 (опоры по сторонам $x = a/2$)				
	α_0	β_0	ν_0	α_0	β_2	ν_1	α_0	β_0	ν_0	α_1	β_1
1	41	48	48	13	—51	—51	131	123	27	151	132
1,2	56	63	50	17	—64	—55	—	—	—	—	—
1,4	71	76	50	21	→73	—57	—	—	—	—	—
1,6	83	86	49	23	—78	—57	—	—	—	—	—
1,8	93	95	48	25	—81	—57	—	—	—	—	—
2	101	102	46	25	—83	—57	128	124	36	152	133

Таблица 14.7. **Значения α_0, β_0 и ν_0 для равномерно загруженной квадратной пластинки, два края которой свободно оперты, а два других поддерживаются упругими балками (см. схему 4 на рис. 14.12) при $\mu=0,3$**

$\lambda = EI/aD$	α_0	β_0	ν_0
∞	41	48	48
100	41	48	48
30	42	49	47
10	43	50	47
6	45	51	46
4	47	53	45
2	53	57	42
1	62	64	38
0,5	76	74	32
0	131	123	27

Таблица 14.8. **Значения β_0 и ν_0 для плиты, опертой по всему контуру (см. схему *1* на рис. 14.12) и загруженной (см. рис. 14.13) при $\mu=0,3$**

b/a	v/a	β_0 при u/a: 0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	ν_0 при u/a: 0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
1	0	∞	251	180	141	112	92	∞	308	232	188	155	127
	0,2	308	214	161	127	103	84	251	214	179	150	126	105
	0,4	232	179	141	113	92	76	180	161	141	121	103	86
	0,6	188	150	121	99	81	67	141	127	113	99	85	71
	0,8	155	126	103	85	70	57	112	103	92	81	70	58
	1	127	105	86	71	58	48	92	84	76	67	57	48

b/a	v/a	β_0 при u/a						ν_0 при u/a					
		0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
1,4	0	∞	276	208	163	134	110	∞	299	230	183	151	125
	0,2	332	239	186	152	125	103	246	208	175	147	124	102
	0,4	261	207	168	138	115	95	177	157	138	119	101	83
	0,6	219	181	151	126	105	86	138	125	111	97	83	69
	0,8	187	158	134	112	94	78	112	102	91	80	69	58
	1	162	139	118	100	84	70	93	85	77	68	58	49
	1,2	141	122	104	89	75	62	79	72	65	58	50	42
	1,4	123	106	91	77	65	54	68	62	56	50	43	36
2	0	∞	289	220	175	144	118	∞	294	225	179	148	122
	0,2	347	252	199	163	135	111	242	203	170	143	120	99
	0,4	275	221	181	150	125	103	172	152	133	114	97	81
	0,6	233	195	164	138	115	95	133	120	106	93	79	66
	0,8	203	174	148	126	106	88	107	97	87	76	65	54
	1	179	155	134	115	97	80	89	81	73	64	55	46
	1,2	161	141	122	105	89	74	74	68	61	54	46	39
	1,4	144	127	111	96	81	68	64	58	52	46	40	33
	1,6	130	115	101	87	74	62	56	51	46	40	35	29
	1,8	118	104	91	79	67	56	49	45	41	36	31	26
	2	107	94	83	72	61	51	44	41	37	32	28	23

Примечание. Отношение $v/a=0$ или $u/a=0$ означает, что нагрузка приложена по осевой линии и в этом случае N в уравнениях (14.4) и (14.5) равна соответственно up_0 или vp_0.

Таблица 14.9. Значения β_2, β_0 и ν_0 для плиты по схеме *5* (см. рис. 14.12), равномерно загруженной по площади центрального прямоугольника (см. рис. 14.13) при $\mu=0{,}25$

b/a	v/a	β_2 при u/a						β_0 при u/a						ν_0 при u/a					
		0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
1	0	−166	−166	−166	−165	−164	−163	∞	210	142	106	82	66	∞	250	178	136	108	87
	0,2	−162	−162	−161	−159	−155	−140	271	178	126	95	74	59	189	158	125	100	81	65
	0,4	−151	−150	−149	−145	−136	−119	199	146	109	83	65	52	124	107	90	74	60	48
	0,6	−136	−135	−132	−126	−117	−101	158	121	93	72	57	46	91	79	67	55	45	36
	0,8	−117	−116	−113	−108	−98	−84	129	101	79	62	48	39	69	61	52	43	35	28
	1	−98	−97	−94	−90	−82	−70	106	84	65	51	40	32	56	49	42	35	28	23
1,4	0	−169	−169	−168	−167	−166	−164	∞	210	147	107	83	67	∞	237	172	129	102	83
	0,2	−166	−165	−164	−162	−157	−141	270	178	128	97	76	61	181	147	118	94	76	61
	0,4	−156	−155	−153	−148	−139	−121	203	149	112	86	68	55	115	100	83	68	54	43
	0,6	−142	−141	−138	−131	−121	−104	164	127	98	76	60	48	81	71	60	49	40	33
	0,8	−127	−126	−122	−115	−105	−89	136	107	85	67	53	42	60	52	43	36	29	23
	1	−112	−111	−107	−100	−91	−77	116	92	73	58	46	37	46	40	33	27	23	18
	1,2	−98	−97	−94	−87	−78	−67	99	80	64	51	40	32	37	32	28	22	19	15
	1,4	−86	−85	−81	−76	−68	−58	86	69	55	44	35	28	31	27	22	18	15	12
2	0	−168	−168	−167	−167	−165	−164	∞	210	146	106	82	67	∞	236	171	129	102	82
	0,2	−164	−164	−163	−160	−155	−140	271	177	127	96	76	61	180	147	117	93	74	61
	0,4	−155	−154	−152	−147	−138	−121	202	150	112	85	67	54	114	98	81	66	54	43
	0,6	−141	−140	−137	−130	−120	−103	163	126	98	76	60	47	79	69	58	48	38	31
	0,8	−126	−125	−121	−115	−104	−89	137	107	84	66	52	42	57	50	42	34	28	23
	1	−112	−111	−107	−100	−90	−77	115	92	73	58	45	37	44	38	31	26	21	17
	1,2	−99	−98	−94	−88	−79	−67	100	81	65	52	41	33	34	28	23	19	15	12
	1,4	−88	−87	−83	−78	−69	−59	88	71	57	46	36	29	27	22	18	15	12	10
	1,6	−78	−77	−74	−69	−62	−53	77	63	51	40	32	26	23	18	15	12	10	8
	1,8	−70	−69	−66	−62	−55	−47	70	57	46	37	29	24	20	16	13	10	9	7
	2	−63	−62	−60	−56	−50	−42	63	51	41	32	26	20	17	14	12	10	8	6

балки применяются при ограниченных габаритах по высоте и при больших усилиях, когда не могут быть использованы прокатные балки. Сварные балки, рассчитанные по упругой стадии работы, рекомендуется выполнять бистальными: стенку — из менее прочной стали (например, С38/23), а пояса — из более прочной (например С46/33). Рекомендации по расчету таких балок приведены в гл. 10.

В балках, верхними поясами которых служат настилы в виде ортотропных плит (см. рис. 14.8), ширина настила ψl, которую можно включить в работу балки (с учетом неравномерности распределения напряжений по ширине), зависит от пролета балки L и расстояния между балками l. Значения ψ могут быть определены по графику на рис. 14.14.

Балки, несущие подвижную нагрузку, рассчитывают в соответствии с рекомендациями по расчету подкрановых балок (см. гл. 10).

Стойки площадок, как правило, принимаются шарнирно-опертыми по концам. Связи площадок по каждому ряду стоек рассчитывают на восприятие горизонтальной силы, равной большей из величин: фак-

тически действующей на площадку или условной горизонтальной силы, определяемой в соответствии с указаниями гл 4.

Предельные прогибы балок принимаются по указаниям гл. 4. Прогибы настилов и ребер не должны превышать:

а) настилов:

(1/200) l при расчете на нагрузку от напольного технологического транспорта или сосредоточенного веса одного человека;

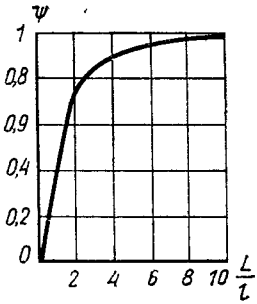


Рис. 14.14. Коэффициент ψ для определения рабочей ширины настила

(1/50) l при расчете на нагрузки от складирования материалов для ремонтных работ;

(1/100) l во всех остальных случаях;

б) ребер (1/50)l (l—пролет настила или ребра).

При этажном опирании второстепенных балок на главные (см. рис. 14.3) или ребер сборных железобетонных плит настила на верхний пояс балки стенки балок (верхней и нижней) необходимо проверить на смятие и устойчивость в соответствии с указаниями гл. 4.

Верхние балки при примыкании их с одной стороны следует заводить на всю ширину полки нижней балки.

В узле крепления второстепенных балок к главным в одном уровне на болтах (см. рис. 14.4) планку *1* и прикрепляющие ее швы рассчитывают на изгиб от момента $M=Q(e+c)$ и на скалывание поперечной силой Q. Болты рассчитывают на срез или на смятие силой $N_б$ от совместного действия поперечной силы и момента $M=Qe$:

$$N_б=\sqrt{\left(\frac{Q}{n}\right)^2+\left(\frac{Ma_{макс}}{\Sigma a_i^2}\right)^2},$$

где n — число болтов.

Опорные ребра балок, опирающихся строганными торцами на столики главных балок (см. рис. 14.5), проверяют по указаниям гл. 4. Сварные швы опорных столиков (2 на рис. 14.5) рассчитывают с учетом коэффициента условий работы $m=0{,}65$.

При неразрезных второстепенных балках (см. рис. 14.6) сечения соединительных планок и швов, прикрепляющих планки к поясам балки, определяют из условия восприятия опорного момента горизонтальными планками. Сечения сварных швов, прикрепляющих уголковую и листовую накладки к стенке второстепенной и главной балок (см рис. 14 6, *а*), проверяют на срез поперечной силой (в прикреплении уголковой накладки к стенке главной балки в расчет вводится только один шов по обушку). В варианте узла по рис. 14.6, *б* поперечная сила передается, как правило, через ребра *3*.

14.3. ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Серия 1.459-1 (вып. 1 и 2), серия 1.459-2 (вып. 1—4). Площадки, лестницы и ограждения.

Конструкции площадок, лестниц и ограждений предусмотрены из холодногнутых и из горячекатаных профилей (последние в маркировке имеют дополнительную букву Г). Настил площадок и ступени лестниц выполняются штампованными (гнутыми) из рифленой стали или решетчатыми из просечно-вытяжной стали или из полос на ребро. Площадки и лестницы разработаны в виде отдельных отправочных элементов, размеры которых приведены в табл. 14.10—14.13. Их конструкция допускает возможность устройства составных лестничных маршей, состоящих из нижней площадки лестничного марша и верхней площадки, которые жестко сопрягаются между собой специальными деталями. Допускаемые пролеты составных лестничных маршей приведены в табл. 14.12, а переходных площадок — в табл. 14.13. Опорные узлы лестниц обеспечивают опирание на стальные и железобетонные площадки.

Конструкции рассчитаны на вертикальные временные нормативные нагрузки 2000, 3000, 4000 Н/м² с коэффициентами перегрузки, соответствующими СНиП II-6-74, и горизонтальную нагрузку на перила 500 Н/м с коэффициентом перегрузки 1,2.

Серия 3.405-1. Решетчатые настилы из неискрящих сплавов для рабочих площадок взрывоопасных цехов.

Решетчатый настил из сплавов алюминия исключает скопление взрывоопасных концентраций газа, гигиеничен в эксплуатации, стоек к коррозии и уменьшает возможность искрообразования. Ступени из алюминиевых сплавов допускают их крепление к площадкам и лестницам по серии 1.452-1 и 1.452-2.

Настилы рассчитаны на нагрузки 2000—4000 Н/м² и более с коэффициентами перегрузки по СНиП II-6-74.

Серия 1.450-2. Стальные конструкции открытых лестниц, предназначенных для связи основных производственных помещений с двух-трехэтажными административно-бытовыми помещениями с высотой этажей 3,3; 3,6 и 4,2 м.

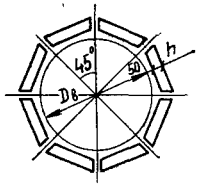
Несущие конструкции открытых лестниц — стальные рамы, состоящие из стоек и гнутых косоуров, не связанных с основным каркасом здания. Устойчивость лестниц из плоскости обеспечивается кирпичными стенами, в которые заделываются стойки.

Сечения стоек и гнутых косоуров — незамкнутые коробчатые из горячеката-

Таблица 14.10. Типоразмеры площадок для обслуживания оборудования химической и нефтяной промышленности по серии 1.459-1

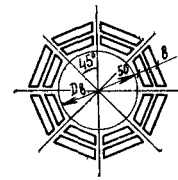
Секторные площадки

Схема № 1



$D_в$	h		
800—6800	800	1000	1200
6800	800	1000	—

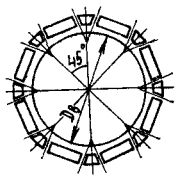
Схема № 2



$D_в$	$b=2h$		
800—4200	1600	2000	2400

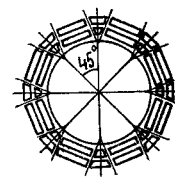
Комбинированные площадки (секторные+прямоугольные)

Схема № 3



$D_в$	h		
7000—20 200	800	1000	1200

Схема № 4

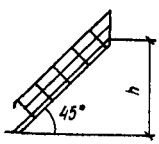


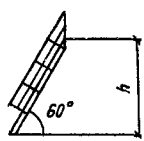
$D_в$	$b=2h$		
4600—12 000	1600	2000	2400
12 200	1600	2000	—

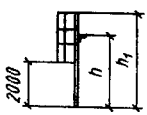
$D_в$ =800···12 000 через 400, 5800, 14 000, 16 000, 18 000, 20 200.

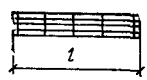
Лестницы и ограждения принимают по серии 1.459-2.

Таблица 14.11. Типоразмеры площадок, лестниц и стремянок по серии 1.459-2









Маршевые лестницы		Стремянки		Площадки
Угол наклона, °		Ширина 600 мм		Условная ширина 600, 800, 1000 мм
45	60			
Условная ширина, мм		Высота, мм		
600, 800, 1000	600, 800	h	h_1	Длина l, мм
Высота h, мм				
600	600	1200	2200	900

Продолжение табл. 14.11

Маршевые лестницы		Стремянки		Площадки
Угол наклона, °		Ширина 600 мм		Условная ширина 600, 800, 1000 мм
45	60			
Условная ширина, мм		Высота, мм		
600, 800, 1000	600, 800	h	h_1	Длина l, мм
Высота h, мм				
1200	1200	1800	2800	1200
1800	1800	2400	3400	1500
2400	2400	3000	4000	1800
3000	3000	3600	4600	2100
3600	3600	4200	5200	2400
4200	4200	4800	5800	3000
—	4800	5400	6400	3600

Продолжение табл. 14.11

Маршевые лестницы		Стремянки		Площадки
Угол наклона, °		Ширина 600 мм		Условная ширина 600, 800, 1000 мм
45	60			
Условная ширина, мм		Высота, мм		
600, 800, 1000	600, 800	h	h_1	Длина l, мм
Высота h, мм				
—	5400	6000	7000	4200
—	6000	7200	8200	4800
—	—	—	—	5400
—	—	—	—	6000

Примечание. Ограждения площадок и лестничных маршей высотой 1000 и 1200 мм (последняя — для объектов, газового хозяйства черной металлургии).

Таблица 14.12. **Допускаемые пролеты составных лестничных маршей, мм**

Нормативная временная нагрузка, Н/м²	При профилях					
	холодногнутых			горячекатаных		
	ширина марша, мм					
	600	800	1000	628	828	1028
2000	6000	6000	6000	6000	6000	5400
3000	6000	6000	5400	6000	5400	4800
4000	6000	5400	4800	5400	4800	4200

Примечание. Пролеты, кратные 600 мм.

Таблица 14.13. **Допускаемые пролеты переходных площадок, мм**

Нормативная временная нагрузка, Н/м²	Сечения балок площадок, мм	Ширина площадок, мм		
а) При холодногнутых профилях				
2000	[160×50×4	600 6000	800 6000	1000 —
3000	[160×50×4 [180×50×4	6000 —	5400 6000	— 5400
4000	[160×50×4 [180×50×4	5400 6000	4800 5400	— 4800
б) При горячекатаных профилях				
		628	828	1028
2000	[14	6000	6000	6000
3000	[14 [16	6000 —	6000 6000	5400 6000
4000	[14 [16	6000 6000	5400 6000	4800 5400

Примечание. Пролеты, кратные 600 мм

ных швеллеров. Ступени и лестницы площадки сборные железобетонные.

Серия 1.450-1. Лестницы из сборных железобетонных ступеней по стальным косоурам для многоэтажных производственных зданий промышленных предприятий.

Стальные косоуры и балки лестниц из сборных железобетонных ступеней предназначены для использования в лестничных клетках с кирпичными стенами. Конструкция их позволяет компоновать двух-, трехмаршевые лестницы без лифтов и трехмаршевые лестницы с лифтами при высоте этажей зданий 3,3; 3,6; 4,2; 4,8; 5,4; 6 и 7,2 м. Сечения косоуров и балок — горячекатаные швеллеры.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Блейх Ф.** Стальные сооружения. М., Госстройиздат, 1938.
2. **Галеркин Б. Г.** Упругие тонкие плиты. М., Госстройиздат, 1933.
3. **Лейтес С. Д.** Упругий и упруго-пластический изгиб длинных прямоугольных пластинок.— В сб.: Расчет пространственных конструкций. Вып. VIII. М., Госстройиздат, 1962.
4. **Лейтес С. Д.** Современные методы расчета стальных настилов и обшивок, находящихся в условиях цилиндрического изгиба. — В сб.: Материалы по металлическим конструкциям. Вып. 8. М., Стройиздат, 1964.
5. **Стрелецкий Н. С.** Работа сжатых стоек. М., Госстройиздат, 1959.
6. **Стрелецкий Н. С.** и др. Металлические конструкции. М., Госстройиздат, 1961.
7. **Тимошенко С. П., Войновский-Кригер С.** Пластинки и оболочки. М., Физматгиз, 1963.
8. Правила устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов. М., «Металлургия», 1973.
9. **Стрелецкий Н. Н.** Сталежелезобетонные мосты. М., «Транспорт», 1967.
10. СНиП II-В.8-71. Полы Нормы проектирования.

ГЛАВА 15. ЛЕГКИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

15.1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА

Понятие «легкие металлические конструкции одноэтажных зданий» включает в себя серийно изготавливаемые на специализированных заводах стальные конструкции каркасов зданий пролетами 18 и 24 м при расчетных распределенных нагрузках на покрытие не более 4 кН/м², обслуживаемых подвесным крановым оборудованием грузоподъемностью до 3,2 т или легкими опорными кранами грузоподъемностью до 20 т; обязательным элементом зданий из легких несущих конструкций являются легкие ограждающие конструкции покрытия и стен.

Применение легких металлических конструкций — новый этап индустриализации строительства, заключающийся в комплексном (на высоком техническом уровне) решении всех строительных задач от проекта до готового здания.

Легкие металлические конструкции проектируются с применением высокопрочных сталей, эффективных профилей и соединений. Сюда входят наиболее часто применяемые параметры одноэтажных производственных зданий, которые комплектуются на

основе заранее разработанной проектной документации, что создает благоприятные условия для их серийного изготовления на поточных линиях специализированных заводов с высокой степенью механизации и автоматизации технологических процессов. Параллельно с созданием конструктивной формы разрабатывается прогрессивная технология изготовления этих конструкций, предусматривающая создание или использование самого совершенного оборудования.

Для некоторых типов легких металлических конструкций, прошедших экспериментальную проверку и рекомендованных Госстроем СССР к применению, установлены первоочередные объемы их производства, разработана необходимая проектная и технологическая документация, определены заводы-изготовители.

Одновременно начата разработка системы проектирования зданий из легких металлических конструкций с использованием электронно-вычислительной техники.

В сочетании с автоматизированной системой управления производством, комплектной поставкой и монтажом легких металлических конструкций такая система обеспечит неразрывность процесса проектирования, изготовления и возведения промышленных зданий, поднимает строительство на уровень наиболее передовых отраслей народного хозяйства страны.

Различают два типа производственных зданий из легких металлических конструкций: комплектной и некомплектной поставок.

К первому типу относятся здания, по номенклатуре и габаритным схемам рекомендованные Госстроем к первоочередному применению легких металлических несущих и ограждающих конструкций, комплектно поставляемых на строительство и изготовляемых на поточных линиях специализированных предприятий. Это здания пролетами 18 и 24 м с различными системами плоских и пространственных легких конструкций, выпускаемых специализированными заводами.

Второй тип включает здания разнообразного назначения и различных пролетов с применением легких кровель из асбестоцементных и стальных профилированных листов с эффективным утеплителем и панельными стенами из керамзитобетонных, асбестоцементных и других материалов. В качестве несущих элементов каркаса используются стальные конструкции в традиционном и частично в легком исполнении. Изготовление этих конструкций предусмотрено на действующих универсальных заводах.

По мере создания производственной базы легких конструкций комплектной поставки преимущественное развитие получат здания первого типа.

В соответствии с габаритными схемами для легких зданий разработаны и утверждены Госстроем СССР, несущие конструкции покрытий для легких зданий; большинство из них вошло в «Каталог унифицированных зданий из легких металлических конструкций» (сборник 3.01-13. Одноэтажные здания. М., 1974). К ним относятся:

покрытие со стропильными фермами из круглых и прямоугольных труб;

покрытие со стропильными фермами с применением в поясах уголков и тавров;

покрытие со структурными конструкциями из труб;

покрытие с пространственными решетчатыми конструкциями из труб типа «Кисловодск»;

рамные конструкции коробчатого сечения;

Описание этих конструкций составляет основное содержание главы. Рядом организаций разработаны и продолжают разрабатываться другие типы легких металлических конструкций, часть из которых также приведена здесь.

Марки стали для легких металлических конструкций приняты по рекомендациям гл. 1. Расчеты выполнены по указаниям гл. 4. Особенности по маркам стали и расчетам приведены в описаниях отдельных видов конструкций.

15.2. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Легкие металлические конструкции комплектной поставки рекомендуются для применения (с соответствующим технико-экономическим обоснованием) при проектировании и строительстве одноэтажных отапливаемых зданий предприятий машиностроения, приборостроения, легкой, пищевой, мясо-молочной, радиоэлектронной, деревообрабатывающей промышленности, сельскохозяйственных зданий, зданий технического обслуживания автотранспорта и сельскохозяйственных машин, зданий компрессорных, производственно-отопительных котельных, павильонов для демонстрации сельхозтехники, производственных зданий, сооружаемых в районах Севера, Сибири, Дальнего Востока, в труднодоступных районах и других районах с высокой стоимостью сборного железобетона, а также в случаях, когда сокращение сроков строительства позволяет получить значительный экономический эффект.

В основу формообразования зданий, проектируемых из легких металлических конструкций, положены габаритные и конструктивные схемы одноэтажных производственных зданий с применением легких металлических конструкций, разработанные ЦНИИпромзданий и ЦНИИпроектстальконструкцией и утвержденные Госстроем СССР.

Параметры зданий (размеры пролетов, шагов колонн, высот, грузоподъемность подвесных и опорных мостовых кранов) и их сочетания, принятые в унифицированных габаритных схемах, выбраны из числа наиболее часто повторяющихся в промышленном строительстве и соответствуют условиям изготовления конструктивных элементов на поточных технологических линиях специализированных заводов металлоконструкций.

Здания из легких металлических конструкций должны применяться лишь для производств с неагрессивными и слабоагрессивными средами.

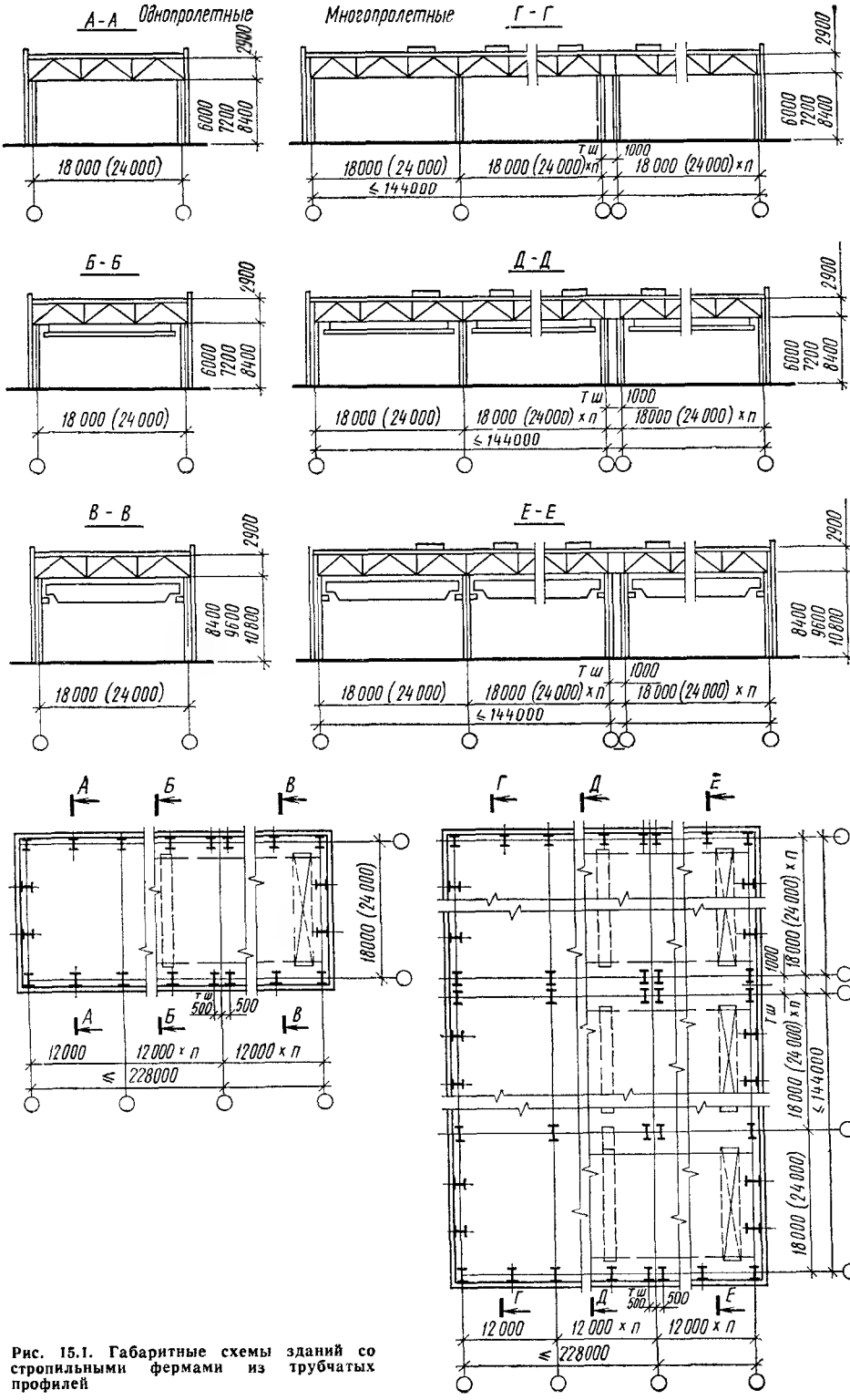


Рис. 15.1. Габаритные схемы зданий со стропильными фермами из трубчатых профилей

Легкие несущие конструкции одноэтажных зданий характеризуются различными техническими возможностями практического использования (табл. 15.1).

Таблица 15.1. Технические возможности использовании легких металлических конструкций покрытий одноэтажных зданий

Параметр	Стропильные фермы из труб, с поясами из уголков и тавров	Конструкции типов					
		рамные коробчатого сечения	структурные из труб 12×18 м	структурные из труб 12×24 м	«Модуль»	«Кисловодск»	ЦНИИСК из прокатных профилей 12×24 м
Нормативная снеговая нагрузка, Н/м²:							
500—700	+	+	+	+	+	+	+
1000	+	—	+	—	+	+	+
1500	+	—	—	—	—	+	+
Сейсмичность, балл:							
7	+	+	—	—	—	—	+
8—9	+	—	—	—	—	—	+
Расчетная температура, °С:							
—40 и выше	+	+	+	+	+	+	+
ниже —40	+**	—	—	—	—	—	+
Подвесные краны, т:							
1×3,2	+	—	—	—	—	—	+
2×2 или 1×3,2	+	—	—	—	—	—	—
2×1 или 1×2	+	—	—	—	—	+	+
Мостовые краны т:							
до 5	+	+	+	+	—	—	+
» 10	+	—	+	+	—	—	+
более 10	+	—	—	—	—	—	+
Светоаэрационные фонари	+	—	—	—	—	—	+
Разделительные перегородки на полную высоту помещений	+	+	+	+*	+*	+*	+*
Развитые крупногабаритные коммуникации в пределах высоты покрытий	+	—	—	—	—	—	—
Наличие перепадов в профиле здания	+	—	—	—	—	—	+
Крышные вентиляторы	+	—	—	—	+	+	+

* Требуется подвесной потолок.
** Только с поясами из уголков и тавров.

15.3. ГАБАРИТНЫЕ СХЕМЫ

Унифицированными габаритными схемами зданий из легких конструкций предусмотрены сетки колонн 18×6, 18×12, 24×6 и 24×12 м, допускаются также сетки колонн 18×18 и 24×24 м (рис. 15.1—15.8).

Отметки низа несущих конструкций покрытия приняты 4,8; 6; 7,2 и 8,4 м для бескрановых зданий, а также 6; 7,2, 8,4; 9,6 и 10,8 м для зданий, обслуживаемых опорными кранами.

В некоторых типах зданий из легких металлических конструкций допускается устройство подвесных кранов, грузоподъемностью 1, 2 и 3,2 т или опорных кранов грузоподъемностью (в отдельных случаях) до 20 т и более.

При применении каркасов в виде рам коробчатого сечения высота до низа ригеля принята равной 6,33; 6,36; 7,53 и 7,56 м.

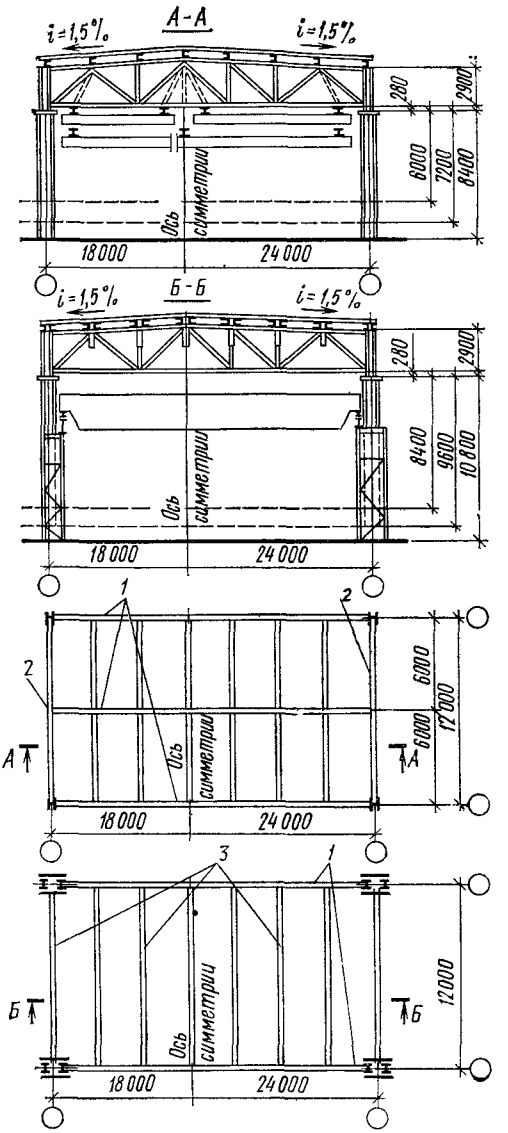


Рис. 15.2. Объемно-планировочные элементы зданий со стропильными фермами из трубчатых профилей

1 — стропильная ферма; *2* — подстропильная ферма; *3* — решетчатый прогон

В зданиях с таким каркасом возможна установка мостового электрического крана грузоподъемностью 5 т или мостового ручного крана грузоподъемностью 8 т.

В зданиях из легких металлических конструкций перепады высот не допускаются; фонарные надстройки, как правило,

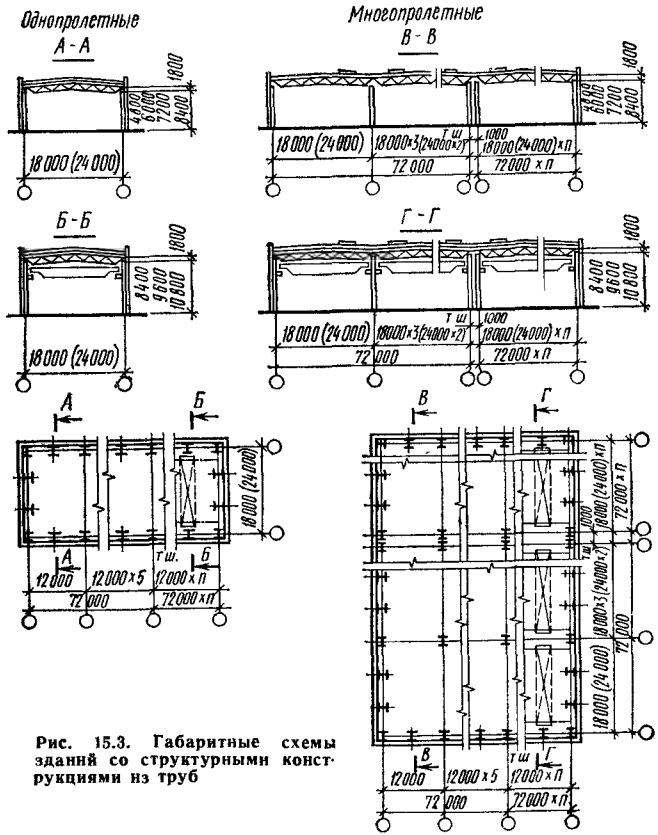


Рис. 15.3. Габаритные схемы зданий со структурными конструкциями из труб

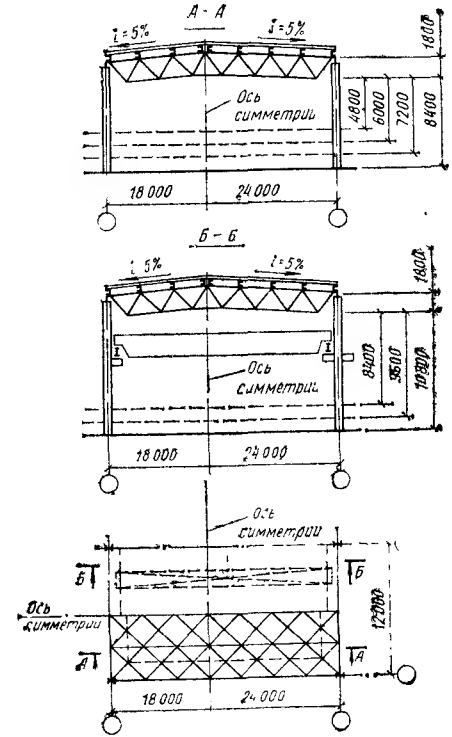


Рис. 15.4. Объемно-планировочные элементы зданий со структурными конструкциями из труб

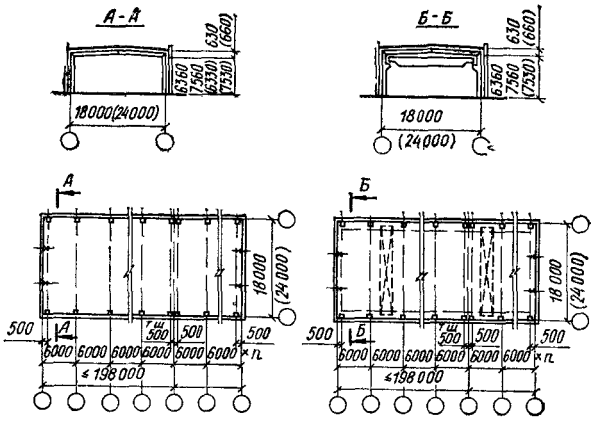


Рис. 15.5. Габаритные схемы зданий с рамами коробчатого сечения толщиной 0,8—1 мм

Рис. 15.6. Объемно-планировочные элементы зданий с рамами коробчатого сечения

1 — прогон; *2* — рама

не предусматриваются, вместо них возможна установка зенитных фонарей.

В покрытиях со стропильными фермами и структурами из прокатных профилей допускаются перепады в кровле и установка светоаэрационных фонарей.

Размеры проемов для зенитных фонарей 1,5×1,5; 1,5×3; 3×3; 1,5×6 и 3×6 м. Заполнение светового проема — стеклопакеты или профилированное стекло швеллерного типа.

Несущие легкие стальные конструкции разработаны для применения в однопролетных и многопролетных зданиях. Исключением являются рамные конструкции коробчатого сечения, которые предназначены только для однопролетных зданий.

Строительство зданий из легких металлических конструкций не предусматривается в районах с вечной мерзлотой, просадочными грунтами и на подрабатываемых территориях

При разработке архитектурных решений легких зданий необходимо учитывать характер и назначение размещаемого в здании производства, климатические условия, санитарно-технические требования, требования по обеспечению пожаровзрывобезопасности производства в соответствии с «Инструкцией по проектированию зданий из легких металлических конструкций» (СН 454-76).

Для комплектно поставляемых зданий из легких металлических конструкций Госстроем СССР разработаны и утверждены легкие ограждающие конструкции.

Ограждающая конструкция покрытия легких металлических зданий состоит из следующих элементов:

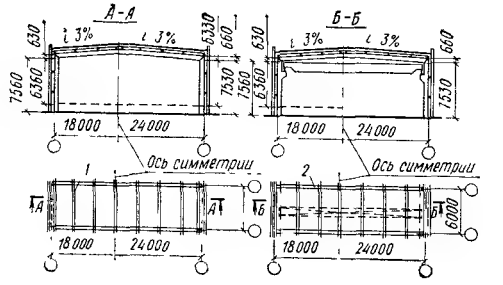
защитного слоя толщиной 20 мм из гравия, втопленного в слой битумной мастики толщиной 2 мм;

водоизоляционного ковра из трех или четырех слоев рубероида;

теплоизоляционного слоя из плит полистирольного пенопласта ПСБ-С с объемной массой не ниже 35 кг/м³ или из других эффективных марок утеплителя;

пароизоляция из одного слоя рубероида на мастике;

настила из профилированной оцинкованной стали с высотой гофра 40, 60 и 80 м, толщиной 0,8—1 мм.



Покрытия могут быть выполнены послойно укладкой составляющих элементов в построечных условиях или применяться в виде изделий повышенной строительной готовности: панелей, монтажных щитов и блоков.

Наружные стены зданий из легких конструкций в зависимости от условий строительства выполняют в различных вариантах. Ограждающие конструкции стен могут быть сделаны из трехслойных панелей вертикальной разрезки толщиной 50 и 80 мм при ширине 1 м, высотой 2,4—7,2 м с градацией через 0,3 м.

Наружными облицовочными слоями таких панелей служат профилированная оцинкованная сталь толщиной 0,8 мм или (с некоторыми ограничениями) алюминиевый лист толщиной 1 мм и в качестве (среднего слоя) утеплителя используется пенополиуретан.

Предусмотрены также трехслойные стены полистовой сборки с утеплителем из минераловатных плит с внешними слоями из профилированного стального или алюминиевого листа (шифры 475-75 и 374-74, ЦИТП). Во всех вариантах цоколь стены выполняют из бетонных панелей.

Для заполнения оконных проемов применяются переплеты из стальных профилей с одинарным или двойным остеклением, возможны комбинированные переплеты: низ остеклен стеклопакетами, верх — одинарным листовым стеклом.

Переплеты из стальных спаренных пря-

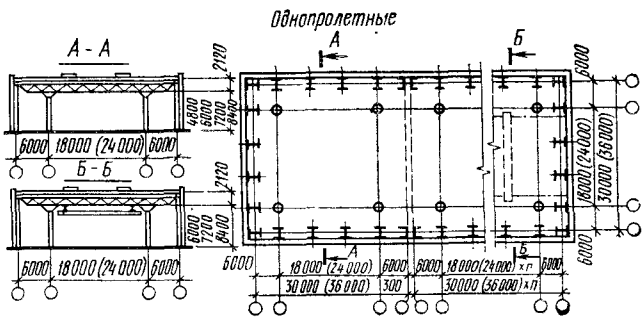
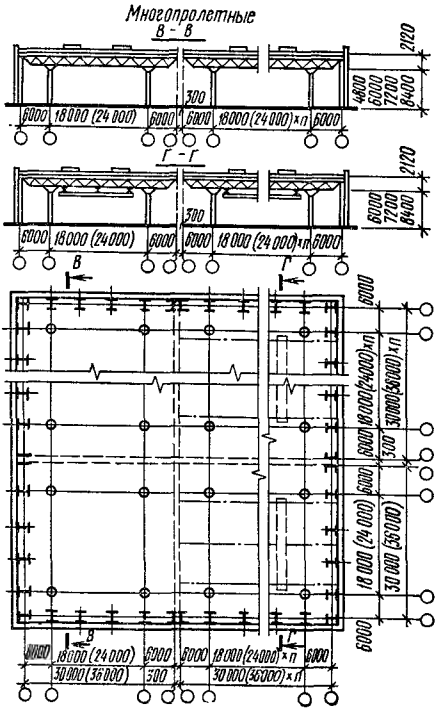


Рис. 15.7. Габаритные схемы зданий с пространственными решетчатыми конструкциями из труб типа «Кисловодск»



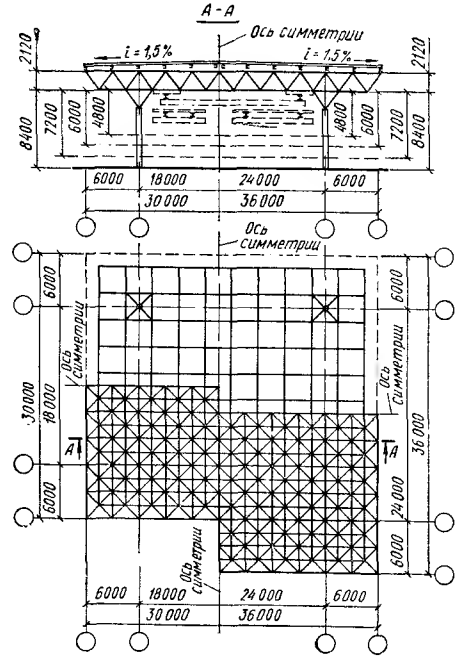


Рис. 15.8. Объемно-планировочные элементы зданий с пространственными решетчатыми конструкциями из труб типа «Кисловодск»

моугольных тонкостенных труб (серия 1.436-9) с одинарным, стеклопакетным или комбинированным остеклением по высоте имеют размеры 1,2; 1,8; 2,4 и 3 м, ширине — 2, 3 и 6 м. Переплеты из стальных прямоугольных труб с двойным спаренным остеклением применяются по высоте размерами 1,2; 1,8 и 2,4 м, по ширине — 3 и 6 м.

Могут также применяться переплеты из алюминиевых прессованных профилей с одинарным, стеклопакетным, комбинированным и спаренным остеклением размерами по высоте 1,2; 1,8; 2,4 и 3 м, шириной 2 и 3 м (серия 1.436-10).

Заполнение проемов для ворот осуществляется подъемно-поворотными воротами размерами 2,2×2,4; 3×3; 3,6×3; 3,6×3,6; 3,6×4,2 м (серия 1.435-11).

Для заполнения дверных проемов используются деревянные двери по ГОСТ 14624—69.

Отсюда ясно, что здания из легких конструкций комплектной поставки по всем параметрам совпадают со зданиями, традиционно возводимыми из сборного железобетона, поэтому конструктивное решение должно выбираться на стадии проектирования после соответствующего детального технико-экономического сопоставления вариантов.

Здесь отражены лишь немногие из ведущихся в стране работ, связанных с разработкой новых видов легких металлических конструкций; не приводятся также данные о конструктивных элементах, не имеющих специфических отличий от применяемых в традиционном строительстве (ригели фахверка, подкрановые балки, тормозные фермы, пути подвесного транспорта и связи).

15.4. ПОКРЫТИЯ СО СТРОПИЛЬНЫМИ ФЕРМАМИ ИЗ КРУГЛЫХ ТРУБ

Плоскостная конструкция покрытия производственных зданий с применением круглых труб в несущих фермах и связях

на стадии КМ разработана в ЦНИИпроектстальконструкции (серия 1.460-5, вып. 1, 2) и предназначена для применения в отапливаемых одно- и многопролетных одноэтажных зданиях, возводимых: в I—IV ветровых районах; I—V снеговых районах при бесфонарных кровлях; I—IV снеговых районах со светоаэрационными фонарями; в районах с расчетными температурами наружного воздуха — 40° С и выше; в районах с расчетной сейсмичностью до 9 бал.

Конструкции покрытий разработаны для зданий с пролетами 18, 24 и 30 м при шаге колонн 6 и 12 м и высоте до низа несущей конструкции покрытия не более 18 м.

Допускается установка подвесного кранового оборудования (при шаге ферм 6 м), а также обслуживание здания опорными мостовыми кранами.

Максимальная грузоподъемность мостовых кранов в данной серии не устанавливается и может быть определена из условия, что полная расчетная горизонтальная реакция колонны в уровне нижнего пояса ферм для колонн средних рядов не должна превышать 300 кН, для колонн крайних рядов — 200 кН.

Конструкции покрытия могут применяться в многопролетных зданиях при любых сочетаниях пролетов.

Чертежи конструкций покрытия разработаны под утепленную рулонную кровлю с уклоном 1,5%. В качестве несущего элемента кровли использован стальной профилированный настил, укладываемый по прогонам с шагом 3 м.

Шаг стропильных ферм принят равным 6 и 12 м. При шаге колонн 12 м и шаге ферм 6 м по колоннам устанавливают подстропильные фермы. Схемы ферм и детали конструкций см. в гл. 11.

Опирание ферм друг на друга и на колонны шарнирное. Опирание стоек торцевого и продольного фахверков на конструкции покрытия и передача ветровых нагрузок предусматриваются в узлах горизонтальных связевых ферм по нижним поясам ферм.

Стальной профилированный настил принят по ТУ 34-5831-71 и ТУ 67-54-74 «Сталь холодногнутая оцинкованная. Технические условия».

Расчетный пролет настила в соответствии с расположением прогонов принят 3 м.

Настил крепят к прогонам самонарезающими болтами по ТУ 34-5815-70 или ТУ 67-72-75, а листы настила соединяют между собой комбинированными заклепками по ТУ 34-5814-70 или ТУ 67-74-75. Соединение торцов настила на прогоне предусмотрено в двух вариантах: с зазором между торцами настила и внахлестку.

Если позволяет ширина полки прогона, то рекомендуется применять первый вариант, за исключением категорий производств А, Б, В (СНиП II-М. 2-72), для которых следует применять второй вариант.

При шаге ферм 6 м прогоны приняты сплошного сечения из горячекатаных швеллеров (серия 1.460-5, вып. 1). Крепят их к фермам болтами при помощи уголковых коротышей.

При шаге ферм 12 м применены решетчатые прогоны по серии 1.462-5, вып. 1 «Стальные решетчатые прогоны пролетом 12 м».

Стропильные фермы выполнены с высотой на опоре по осям поясов 2900 мм В фермах покрытия использованы трубы диаметром 89—273 мм при толщине стенки 3—8 мм, для связей и распорок применены трубы диаметром до 299 мм; примыкание раскосов и стоек к поясам без фасонок.

При пролете 24 м фермы состоят из двух отправочных марок, ферма пролетом 18 м отправляется в виде одной марки. Монтажные соединения ферм пролетом 24 м запроектированы на сварке.

Стык верхнего пояса осуществлен на свальцованной по сферической поверхности трубчатой вставке, стык нижнего пояса выполнен с применением фигурных цилиндрических накладок.

Для опирания и крепления прогонов на верхний пояс стропильной фермы проектом предусмотрены опорные столики, которые могут изготовляться из круглой трубы и из сваренных в коробку гнутых швеллеров

Подстропильные фермы пролетом 12 м имеют треугольное очертание и изготовляются также с использованием круглых труб.

В зависимости от значений горизонтальных опорных реакций колонны в уровне нижних поясов стропильных ферм, опорные стойки запроектированы из прокатных двутавров или в сочетании прокатного со сварным двутавром.

Устойчивость конструкций покрытия обеспечивается системой вертикальных и двумя ярусами горизонтальных связей в плоскости нижних и верхних поясов ферм

Горизонтальные связи по верхним поясам стропильных ферм предусматриваются только в пролетах с фонарями и располагаются в подфонарном пространстве.

Вертикальные связи располагаются в местах размещения поперечных связевых ферм по нижним поясам стропильных ферм на расстоянии 6—9 м друг от друга.

Горизонтальные связи в плоскости нижних поясов стропильных ферм запроектированы двух типов. Первый тип осуществлен в виде поперечных горизонтальных связевых ферм, располагаемых в торцах температурного отсека, между которыми (через каждые 42—60 м) размещены промежуточные связевые фермы.

Вдоль крайних рядов колонн (а для блоков с числом пролетов более трех также и вдоль средних рядов колонн) установлены горизонтальные связевые фермы Расстояние между смежными связевыми фермами не должно превышать трех пролетов в зданиях с обычным режимом работы и двух пролетов в зданиях с тяжелым режимом работы.

Кроме этого, для развязки поясов проектом предусмотрены распорки и растяжки.

Крепление связей по верхним поясам ферм осуществляется на болтах М 20 по ГОСТ 15589—70*; связи по нижним поясам ферм в зданиях с тяжелым режимом работы крепятся на сварке, в зданиях с обычным режимом работы — на болтах М 20 или на

сварке (в зависимости от величины усилий, действующих в элементах связей).

В расчете элементов покрытия учтены «Рекомендации по проектированию конструкций покрытий промышленных зданий с применением круглых труб» (вып. ОПНК-97, ЦНИИпроектстальконструкция).

Стропильные и подстропильные фермы рассчитаны как разрезные свободно опертые конструкции с узловой передачей нагрузок. Нагрузка принималась равномерно распределенной по всему пролету ферм.

Расчетная нагрузка включает в себя собственную массу покрытия и эквивалентную равномерно распределенную нагрузку от снегового покрова, светоаэрационного фонаря и подвесного транспорта.

Разность усилий в некоторых стержнях, возникающая в результате замены фактических нагрузок эквивалентными равномерно распределенными, учтена в величине расчетных усилий.

При расчете конструкций приинимались следующие постоянные нормативные нагрузки, Н/м²:

от прогонов	100
» стального профилированного настила	150
от пароизоляции	40
» утеплителя (пенопласт)	50
» рулонного ковра	160
» гравийной защиты	500
Итого	1000

При расчете опорных стоек учтена расчетная горизонтальная нагрузка от ригеля рамы 200 кН.

Проверка сечения стоек подстропильных ферм на одностороннюю нагрузку по крайнему ряду произведена при значениях опорных давлений стропильных ферм, запроектированных на соответствующую равномерно распределенную нагрузку по сортаменту выпуска.

Допускаемые расчетные нагрузки в сортаментах стропильных и подстропильных ферм определены исходя из несущей способности верхнего пояса; расчетная длина верхнего пояса из плоскости для стропильных ферм принята 3 м.

Стропильные и подстропильные фермы и связи выполняются из электросварных труб по ГОСТ 10704—63* и ГОСТ 10705—63*.

Подстропильные и стропильные фермы пролетом 24 м могут быть выполнены полностью из углеродистой стали Ст3, а также с применением в поясах и частично в решетке низколегированной стали, а в остальных элементах — из углеродистой стали Ст3.

Стропильные фермы пролетом 18 м разработаны только в варианте из стали Ст3.

Для опорных стоек, прогонов пролетом 6 м и элементов связей применена углеродистая сталь Ст3.

Изготовление конструкций предусматривается как на специализированных поточных линиях, так и на универсальных заводах штучного изготовления при наличии оборудования для точной фасонной резки концов труб по программе.

Расход стали на покрытие со стропильными фермами из труб приведен в табл. 15.2.

15.5. ПОКРЫТИЯ СО СТРОПИЛЬНЫМИ ФЕРМАМИ ИЗ УГОЛКОВ И ТАВРОВ

Плоскостная конструкция покрытия производственных зданий с применением уголков или широкополочных тавров в поя-

Таблица 15.2. **Расход стали на покрытие со стропильными фермами из круглых труб**

Пролет здания	Шаг ферм	Расчетная нагрузка на покрытие		Масса конструкций покрытия, кг (на 1 м²)						
м		на единицу длины фермы, кН/м	распределенная, кН/м²	стропильные фермы	опорные стойки	подстропильные фермы	связи	прогоны	профилированный настил	всего
18	6	15	2,5	6,6	1,76	5,23	2,42	6,69	10,9	33,6
		18,5	3,08	8,2	1,76	5,23	2,42	7,54	10,9	36,05
		26	4,33	10,1	1,76	6,56	2,42	12,15	10,9	43,89
	12	26	2,16	5,3	1,43	—	3,29	9,58	10,9	30,5
		37	3,08	6,5	1,43	—	3,29	12,52	10,9	34,64
		49,5	4,12	8,2	1,43	—	3,29	15,12	10,9	38,94
24	6	21,5	3,58	10,3	1,45	4,69	2,26	7,41	10,9	37,01
		25,5	4,25	11,9	1,45	4,69	2,26	12,24	10,9	43,44
	12	25,5	2,13	6,2	1,12	—	2,7	9,52	10,9	30,44
		33	2,75	7,6	1,12	—	2,7	12,41	10,9	34,73
		54,5	4,53	10,9	1,12	—	2,7	15,03	10,9	39,75

Примечание. В расчете показателей приняты следующие условия: здание без фонарей и перепадов высот, подвесное крановое оборудование отсутствует, мостовые краны легкого и среднего режима при высоте здания 8,4 и 10,8 м; бескрановый вариант при высоте корпуса 6 м; температурный блок 144×144 м, ветровой и снеговой районы с I по IV.

Таблица 15.3. **Расход стали на покрытие со стропильными фермами из горячекатаных уголков**

Пролет здания, м	Шаг ферм, м	Расчетная нагрузка на покрытие: на единицу длины фермы, кН/м	Расчетная нагрузка на покрытие: распределенная, кН/м²	Масса конструкций покрытия, кг (на 1 м²): стропильные фермы	опорные стойки	подстропильные фермы	связи	прогоны	профилированный настил	всего
18	6	19	3,15	12,5	1,85	5,71	1,66	6,7	10,9	39,32
		26	4,31	14,6	1,85	5,71	1,66	7,54	10,9	42,26
	12	26	2,17	7,25	1,56	—	2,95	9,56	10,9	32,22
		31	2,83	7,7	1,56	—	2,95	12,5	10,9	35,61
		41	3,67	8,75	1,56	—	2,95	15	10,9	39,16
24	6	14	2,33	13,4	1,53	4,08	1,82	6,54	10,9	38,27
		23	3,84	15,9	1,53	4,5	1,82	7,4	10,9	42,05
	12	23	1,92	7,95	1,22	—	3,08	9,5	10,9	32,65
		31	2,58	9,05	1,22	—	3,08	12,4	10,9	36,65
		48	4	12,55	1,22	—	3,08	15	10,9	42,75

Таблица 15.4. **Расход стали на покрытие со стропильными фермами, с поясами из тавров**

Пролет здания, м	Шаг ферм, м	Расчетная нагрузка на покрытие: на единицу длины фермы, кН/м	Расчетная нагрузка на покрытие: распределенная, кН/м²	Масса конструкций покрытия, кг (на 1 м²): стропильные фермы	опорные стойки	подстропильные фермы	связи	прогоны	профилированный настил	всего
18	6	15,5	2,6	12,3	1,85	7,2	1,65	6,7	10,9	40,61
		25,5	4,25	13,1	1,85	7,2	1,66	7,54	10,9	42,55
	12	25,5	2,1	6,67	1,56	—	3,41	9,56	10,9	32,1
		35	2,9	7,12	1,56	—	3,41	12,5	10,9	35,49
		43,5	3,6	7,72	1,56	—	3,41	15	10,9	38,59
24	6	16	2,7	13	1,53	5,64	1,82	6,54	10,9	39,43
		24	4	15,9	1,53	5,64	1,82	7,4	10,9	43,19
	12	24	2	7,85	1,22	—	3,08	9,5	10,9	32,55
		30	2,5	8,18	1,22	—	3,08	12,4	10,9	35,78
		47	3,9	11,15	1,22	—	3,08	15	10,9	41,35

сах стропильных ферм разработана в ЦНИИпроектстальконструкции (серии 1.460-4 и 1.460-8) и утверждена Госстроем СССР. Подробные данные по этим сериям приведены в гл. 11.

Расход стали на покрытие со стропильными фермами из уголков приведен в табл. 15.3 и из тавров — в табл. 15.4.

15.6. СТРУКТУРНАЯ КОНСТРУКЦИЯ ПОКРЫТИЯ ИЗ ТРУБ

Пространственная конструкция покрытия на стадии КМ применительно к отечественному сортаменту разработана институтом Укрпроектстальконструкция (шифр чертежей 9389КМ) и предназначена для применения в одно- и многопролетных зданиях пролетами 18 и 24 м без перепада высот, без светоаэрационных фонарей или с зенитными фонарями при размерах температурных отсеков не более 72×72 м с уклоном кровли 5%.

Здания могут иметь высоту до низа несущей конструкции 4,8; 6; 7,2 и 8,4 м при бескрановом решении и 8,4; 9,6 и 10,8 м при установке опорных кранов грузоподъемностью до 10 т.

Применение таких покрытий допускается при строительстве зданий в I—III районах по снеговым нагрузкам, I—IV районах по ветровым нагрузкам с сейсмичностью не более 6 бал. Расчетная зимняя температура наружного воздуха —40° С и выше.

Конструкции покрытия не рассчитаны на крепление подъемно-транспортного оборудования.

Покрытие представляет собой пространственную стержневую складчатую плиту размерами в плане 18×12 и 24×12 м (см.

рис 15.4) Складки образованы наклонно расположенными плоскими фермами, имеющими попарно общие верхние и нижние пояса. Основные фермы объединены по меньшей стороне секции подстропильными фермами, лежащими в плоскости опорных раскосов.

Растягивающие усилия от узла на стержень передают упором наконечника стержня в бортик крышек, а сжатие — упором наконечника в гладкую часть шпильки Изгибающий момент, возникающий в узлах вследствие конструктивной расцентровки стержней, воспринимается парой сил, одна

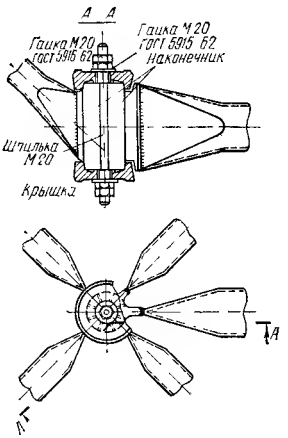


Рис. 15.9. Узел нижнего пояса (средний)

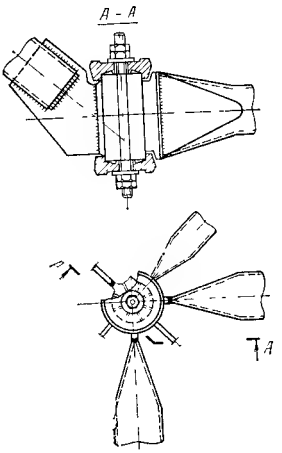


Рис. 15.10. Узел нижнего пояса (крайний)

Все элементы пространственного покрытия изготовляются в виде стержней из отрезков труб $d=45...108$ мм с толщиной стенки 2,5—8 мм. Концы труб сплющены и к ним приварены клиновидные наконечники. В опорных раскосах наконечники привариваются к прорезным фасонкам, которыми заканчиваются трубчатые стержни. Элементы секции в узлах соединяются при помощи одной соединительной шпильки $d=20$ мм и двух крышек Клиновидные наконечники зажимаются между двух крышек и стягиваются шпилькой с гайками (рис. 15 9, 15.10).

Узловые соединения являются универсальными для всех секций.

из которых приходится на шпильку, а другая — на бортик крышки.

Структурная плита выполняется двускатной с уклоном 5% по длинной стороне от середины к краям Размер ячейки плиты по осям узловых элементов 3×3 м, высота структурного блока плиты 1,8 м.

Параллельно короткой стороне по верхнему поясу плиты устанавливаются прогоны из холодногнутых швеллеров, принимающие участие в пространственной работе Устойчивость верхних поясов из плоскости для средних ферм обеспечивается наклонными решетчатыми гранями складок, для крайних ферм — неразрезными прогонами покры-

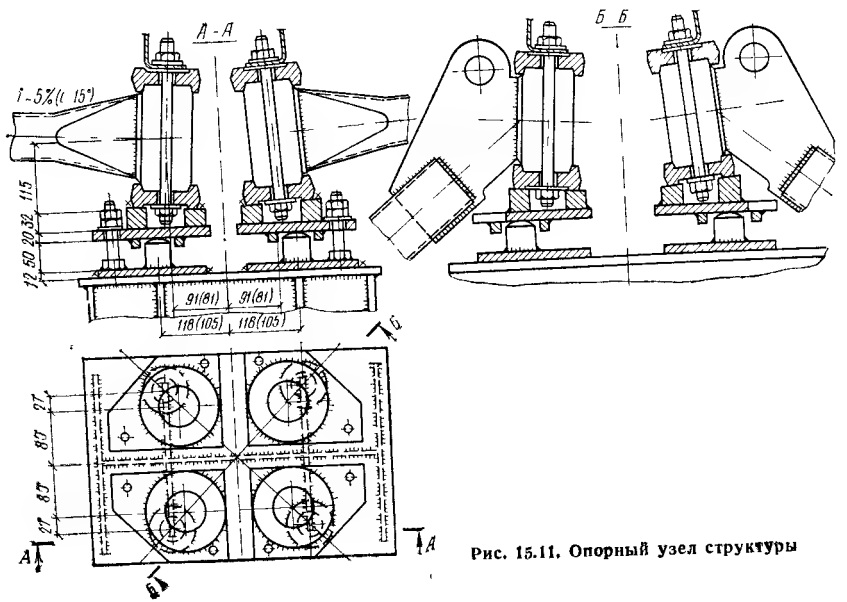


Рис. 15.11. Опорный узел структуры

Таблица 15.5. **Расход стали на конструкции структурного покрытия из труб**

Размер секции, м	Расчетная нагрузка, кН/м²	Масса конструкций, кг									
		стержни структуры		узловые соединения		опорные части		прогоны		всего	
		общая	на 1 м²	общая	на 1 м²	общая	на 1 м²	общая	на 1 м²	общая	на 1 м²
18×12	2,2 2,8	2636 3384	12,2 15,7	857 857	4 4	60 60	0,3 0,3	566 611	2,6 2,8	4119 4912	19,1 22,8
24×12	2,2	3806	13,2	1117	3,9	60	0,2	708	2,5	5691	19,8

тия. Крепятся прогоны соединительными шпильками узлов верхнего пояса плиты. При отсутствии прогонов система превращается в геометрически изменяемую.

Проектом предусмотрено шарнирно-неподвижное опирание секций на стальные колонны в уровне верхнего пояса структуры (рис. 15.11). При этом учитываются дополнительные усилия в стержнях от температурных изменений, ветра и перемещения мостовых кранов.

Температурные швы выполнены на спаренных колоннах в продольном направлении и на одиночных колоннах в поперечном направлении с устройством соответствующих шарнирно-подвижных опор.

Секция покрытия размером в плане 18×12 м рассчитана на две величины равномерно распределенной расчетной нагрузки: 2,2 и 2,8 кН/м²; секция покрытия 24×12 м рассчитана только на нагрузку 2,2 кН/м².

В расчетных нагрузках учтена постоянная нагрузка от массы кровли и покрытия (900 Н/м²). В секциях всех типов допускается подвеска сосредоточенного груза до 10 кН к любому узлу нижнего пояса, при этом общая расчетная нагрузка, включая и эквивалентную нагрузку от сосредоточенного груза, не должна превышать 2,2 или 2,8 кН/м².

Статический расчет секции как пространственных шарнирно-стержневых конструкций выполнен на ЭВМ «Минск-22» по программе «Дракон», в основу расчета положен метод перемещений. В результате получены нормальные усилия в стержнях с учетом деформированной схемы, а также прогибы системы.

Узловые моменты, возникающие вследствие конструктивных эксцентриситетов в примыкании элементов, достигающих 51,5 мм, распределяются между сходящимися стержнями пропорционально жесткостям стержней. Подбор сечений стержней произведен в соответствии со СНиП II-В.3-72 как для элементов, подверженных действию осевой силы с изгибом. Для растянутых стержней расчетный момент принимается максимальным на конце стержня, для сжатых стержней расчетный момент определяется по СНиП II-В.3-72 (табл. 12, при $m<3$) в сечении на расстоянии трети длины стержня от узла. В стержнях верхнего пояса, расположенных по контуру секций, учтены дополнительные усилия от ветра, температурных воздействий (перепад температур 40° С) и мостовых кранов. Стержни подобраны из стали с расчетным сопротивлением 210 МПа, кроме опорных раскосов, запроектированных из углеродистой и из низколегированной стали с расчетным сопротивлением 290 МПа; сечения из низколегированной стали предпочтительны.

Прогоны рассчитаны по неразрезной схеме. Усилия в крайних пролетах прогонов определены с учетом совместной работы их со стержнями структурного покрытия.

Размеры деталей узловых сопряжений приняты по чертежам ГДР и из-за отсутствия методики расчетом не проверялись. Несущая их способность подтверждена экспериментальными исследованиями.

Для трубчатых стержней использованы горячекатаные бесшовные трубы по ГОСТ 8732—70 и бесшовные холоднотянутые и холоднокатаные трубы по ГОСТ 8734—75. Материал всех труб — углеродистая сталь Ст3 или Ст20, кроме опорных раскосов, которые представлены также и в варианте из низколегированной стали 09Г2С.

Узловые фасонки, опорные элементы и детали узлов выполнены из низколегированных и конструкционных сталей.

Для труб сталь Ст20 поставляется по ГОСТ 1050—74 с ограничением содержания кремния, согласно п. 8 «в» этого стандарта.

Для конструкций, эксплуатируемых при расчетной температуре —30° С и выше, трубчатые стержни могут изготовляться из углеродистой стали для сварных конструкций марки ВСт3пс6 по ГОСТ 380—71*, для прогонов используется сталь марки ВСт3кп2 по ГОСТ 380—71*.

Для конструкций, эксплуатируемых в диапазоне расчетных температур от —30 до —40° С, трубчатые стержни наряду со сталью Ст20 могут изготовляться из углеродистой стали для сварных конструкций марки ВСт3сп5 по ГОСТ 380—71*, а для прогонов в этом случае используется углеродистая сталь для сварных конструкций марки ВСт3пс6 по ГОСТ 380—71*.

Для узловых фасонок применена сталь 14Г2-12 или 10Г2С1-12; для опорных частей, клиновидных наконечников и тарельчатых крышек использована сталь 10Г2С1-12 по ГОСТ 19282—73.

Узловые шпильки изготовляются из конструкционной стали Ст35 или 40Х по ГОСТ 1050—74, ГОСТ 4543—61*, ГОСТ 10702—63 с временным сопротивлением после термообработки не менее 950 МПа и твердостью после термообработки 269—388 НВ.

Для гаек применена сталь Ст35 по ГОСТ 1050—74, ГОСТ 10702—63 или сталь АСт5 по ГОСТ 380—71* с твердостью после термообработки 241—341 НВ.

Для шайб использована сталь АСт5 или Ст30 с твердостью, по Роквеллу 35—40 HRC.

Изготовление конструкций покрытия предусматривается на специализированных поточных линиях.

Расход стали на покрытие при различных нагрузках приведен в табл. 15.5.

15.7. РАМНЫЕ КОНСТРУКЦИИ КОРОБЧАТОГО СЕЧЕНИЯ

Рамные конструкции коробчатого сечения для производственных зданий на стадии КМ разработаны в ЦНИИпроектстальконструкции (шифр 10076 КМ) с использованием в качестве аналога чертежей Металляйхтбаукомбината (ГДР).

Конструкции предназначены для применения в одноэтажных однопролетных отапливаемых зданиях пролетами 18 и 24 м, возводимых: в I, II снеговых районах, I—IV ветровых районах; сейсмических районах с расчетной сейсмичностью 7—9 бал. при расчетной температуре наружного воздуха —40° С и выше; несейсмических районах при расчетной температуре наружного воздуха от —40 и до —65° С.

Чтобы расширить область применения рамных конструкций коробчатого сечения, ведется их доработка для использования в III снеговом районе.

Высота рам 6980 и 8180 мм при шаге несущих конструкций 6 м. При высоте 8180 мм возможно применение одного электрического мостового крана грузоподъемностью 5 т среднего или легкого режима работы по ГОСТ 7464—55 или ручного крана грузоподъемностью 8 т по ГОСТ 3332—54.

Основным элементом каркаса служат рамы замкнутого коробчатого сечения, образованного двумя швеллерами, соединенными по бокам листами с двумя продольными гофрами на каждом. При пролете здания 18 м ширина сечения по обушкам швеллеров принята равной 630 мм, для зданий пролетом 24 м — 660 мм. Рамная конструкция предназначена для применения в однопролетных зданиях при шаге рам 6 м (рис. 15.6 и 15.12).

Использование этих конструкций для зданий с двумя и бо́льшим числом пролетов хотя и возможно, но нерационально.

Швеллеры соединяются с листами сваркой. Монтажные стыки рамы располагаются в карнизных и коньковых узлах и выполнены на фланцах с применением в соединении высокопрочных болтов.

Чтобы обеспечить работу коробчатых сечений на поперечный изгиб, гофрированные листы подкреплены приваренными к ним поперечными ребрами с шагом 2480 мм.

Пространственная жесткость здания создается системой горизонтальных связей в уровне верха ригеля, а также вертикальными связями по колоннам.

Для возможности установки опорных кранов в конструкции рамы предусматривается приварка подкрановой двутсвчатой консоли. На консоли устанавливают разрезные подкрановые балки пролетом 6 м по серии 1.426-I, вып. 1. Крановый рельс КР70 для мостового электрического крана закрепляется на подкрановой балке при помощи лапок. При ручном кране применяется рельс Р24 с креплением на крючьях. В обоих случаях следует пользоваться указаниями альбома серии 1.426-1, вып. 2.

Кровля опирается на прогоны из горячекатаных швеллеров, шарнирно-опертых на ригель рамы и расставленных с шагом 2,8 м. Прогоны одновременно выполняют роль монтажных и постоянных распорок, передающих ветровые, тормозные и сейсмические силы на горизонтальные связи.

Раскосы горизонтальных связевых ферм выполнены из электросварных труб со сплющенными концами, в которых есть отверстия для крепления болтами нормальной точности.

Вертикальные связи по колоннам при расчетной сейсмичности 7—9 бал. выполнены крестовыми из уголков, в остальных случаях предпочтительны связи одноподкосные из трубчатых профилей, хотя могут использоваться и крестовые из уголков по типу связей для районов с сейсмичностью 7 бал.

Монтажные узлы всех элементов (кроме рам) выполняются на болтах М20 нормальной точности. Настил кровли крепится к прогонам самонарезающими винтами, а для соединения листов настила между собой используются комбинированные заклепки.

Расчетная схема основной конструкции каркаса — однопролетная рама с шарнирным опиранием колонн на фундаменты.

При расчете на сейсмические воздействия среднее значение коэффициента формы колебаний сооружения $m=1$, коэффициент динамичности $\beta=3$.

Расчетная вертикальная нагрузка от собственной массы покрытия является суммой нагрузок, Н/м²:

от прогонов	110
» настила	165
» пароизоляции	60
» утеплителя	60
» водоизоляционного ковра	180
» гравийной защиты	360
Итого	935

В полную расчетную вертикальную нагрузку включены также: снег — 700 и 1000 Н/м² (для I и II районов); полезная нагрузка – 615 Н/м² (I снеговой район) и 335 Н/м² (II снеговой район).

Суммарная расчетная нагрузка на по-

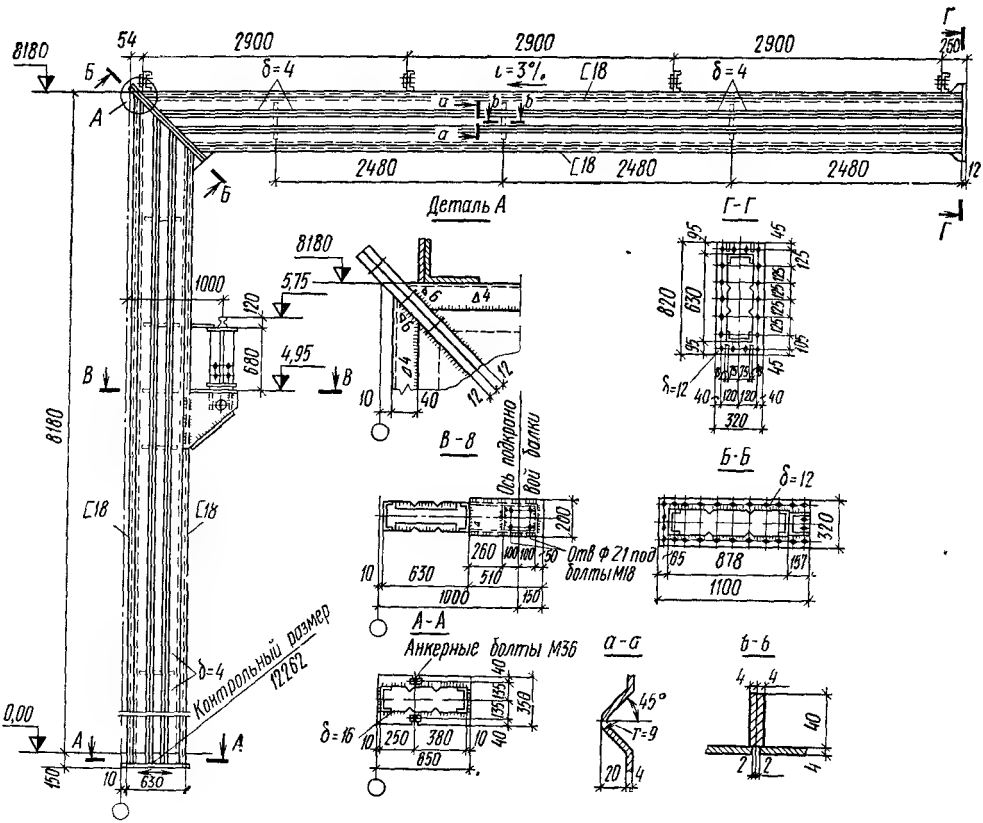


Рис. 15.12 Деталь рамы коробчатого сечения пролетом 18 м и высотой 8180 мм

крытие принималась одинаковой для I и II снеговых районов и равной 2250 Н/м².

Кроме того, при расчете рам учтены:

ветер — расчетная нагрузка	$q_{макс}=660$ Н/м²
мостовые краны грузоподъемностью 5 т:	
для $L=18$ м	$P_{расч}=99$ кН
» $L=24$ м	$P_{расч}=121$ »
ручной кран грузоподъемностью 8 т	$P_{расч}=66$ »

Конструкции каркаса на прочность и устойчивость (за исключением основных элементов рам) рассчитаны в соответствии с требованиями СНиП II-А.10-71, СНиП II-6-74, СНиП II-В.3-72. Конструкции, предназначенные для применения в сейсмических районах, соответствуют требованиям СНиП II-А.12-69.

В рассматриваемой рамной конструкции коробчатого сечения нагрузки, действующие на раму, предполагаются расположенными в вертикальной плоскости сечения рамы и проходящими через их центры тяжести. В таком случае расчет рам на прочность ничем не отличается от расчета рам, составленных из сплошных (нетонкостенных) стержней, и выполняется по обычным формулам строительной механики стержневых систем.

Для проверки элементов рам, составленных из тонкостенных коробчатых стержней на общую устойчивость, в ЦНИИПСКе использована методика расчета[1], учитывающая изгибно-крутильную форму потери устойчивости тонкостенного стержня с изменяемым контуром поперечного сечения.

Устойчивость стойки рамы проверена расчетом на внецентренное сжатие коробчатого стержня с изменяемым контуром поперечного сечения.

Конструкции каркаса выполнены из малоуглеродистой стали класса С38/23 и низколегированной стали класса С46/33 Для конструкций каркасов, возводимых в районах с расчетной температурой —40° С и выше, предусмотрены:

низколегированная сталь 14Г2-6 для сварных конструкций по ГОСТ 19281(2)—73;

углеродистая сталь ВСт3сп5, ВСт3пс2, ВСт3пс6, ВСт3кп2 по ГОСТ 380—71* в зависимости от вида конструктивного элемента.

Для конструкций каркасов, возводимых в районах с расчетной температурой ниже —40 до —50° С, в проекте применена:

низколегированная сталь 10Г2С1-15 для сварных конструкций по ГОСТ 19281(2)—73 (элементы рамы);

углеродистая сталь ВСт3сп5 по ГОСТ

[1] Сравнительный анализ расчетов конструкций по нормам TGL и СНиП рамы типа «Плауэн». Дополнение к методике расчета одноэтажных однопролетных рам, составленных из тонкостенных стержней коробчатого профиля. ЦНИИПСК, 1973.

Таблица 15.6. **Расход стали на каркас здания с рамными конструкциями**

Пролет здания, м	Крановое оборудование, т	Высота до низа покрытия, м	Масса стали, кг, на 1 м² площади здания		
			рамы	связи, подкрановые балки и прогоны	всего
18	—	6,36	24,9	8,8	33,7
	Q=8 (ручной)	6,36	25,9	20,6	46,5
	—	7,56	26,6	8,8	35,4
	Q=8 (ручной)	7,56	27,6	24,4	52
24	—	6,33	27	9,2	36,2
	—	7,53	28,6	9,2	37,8
	Q=5	7,53	29,2	20,9	50,1

380—71* (для всех остальных элементов).

Высокопрочные болты М 22 для монтажных соединений выполняются из легированной стали 40Х «Селект» по ТУ 14-1-1237-75.

Для сварных заводских соединений применены электроды Э42 и Э42А по ГОСТ 9467—60. Сварные соединения элементов из низколегированной стали и в комбинации с малоуглеродистой сталью осуществляют электродами Э42А или Э50А по ГОСТ 9467—60.

Изготовление конструкций предусматривается на специальном оборудовании с использованием механизированных линий.

Расход стали на каркас здания с рамными конструкциями приведен в табл. 15 6.

15.8. ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ РЕШЕТЧАТЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ ИЗ ТРУБ ТИПА «КИСЛОВОДСК»

Рабочие чертежи разработаны Гипромонтажиндустрией (серия 1.466-2) для пространственных решетчатых конструкций секций покрытия двух видов:

а) секция 30×30×2,12 м с сеткой колонн 18×18 м под расчетные нагрузки 2,6; 3 и 4 кН/м² (рис. 15.13);

б) секция 36×36×2,12 с сеткой колонн 24×24 под расчетные нагрузки 2,6 и 3,2 кН/м² (рис. 15.14).

Пространственные решетчатые конструкции покрытия из труб разработаны для одно- и многопролетных отапливаемых одноэтажных зданий без перепада высот и без светоаэрационных П-образных фонарей с переменными размерами пролетов и шагов колонн, возводимых в I—IV ветровых и снеговых районах, при расчетной температуре наружного воздуха —40° С и выше.

Высота здания принята 4,8—8,4 м. Допускается устройство зенитных фонарей в покрытии. Конструкции допускают установку подвесных кранов грузоподъемностью не более 2 т.

Стержневая пространственная решетчатая конструкция секций или блоков соответственно 18×18 и 24×24 м имеет ортогональную сетку поясов, образующую ячейки 3×3 м при высоте между осями поясов 2,12 м. Сетка нижних поясов смещена относительно сетки верхних наполовину размера ячейки (1,5 м) в обоих направлениях (см. рис 15.8).

Узлы верхнего и нижнего поясов соединены раскосами Все элементы одной стержневой системы имеют одинаковую номинальную длину и состоят из электросварных или горячекатаных труб с приваренными к торцу шайбами. В отверстия шайб пропущены стержни высокопрочных болтов с закрепленными на них муфтами из шестигранника (рис. 15.15).

Для соединения стержней между собой используется узловой коннектор, представляющий собой стальной многогранник с резьбовыми отверстиями (рис. 15.16).

Ориентация резьбовых отверстий осуществляется по кондуктору на заводе и принята в соответствии с направлением сходящихся в узле поясов и раскосов.

Грани узлового элемента нормальны к осям отверстий и равно отстоят от центра узла.

Для стержней покрытия применяются трубы 60×3, 76×3, 102×4, 114×6, 127×7 мм Растягивающие усилия от узла на стержень передаются при помощи высокопрочных болтов, а сжимающие — упора шестигранных муфт в грань коннектора.

Структурный блок покрытия опирается на колонны шарнирно при помощи капите-

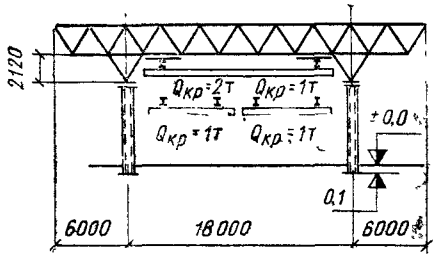


Рис. 15.13. Структура «Кисловодск». Секция 30×30 м

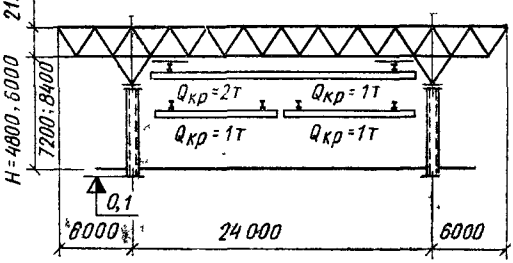


Рис. 15.14. Структура «Кисловодск». Секция 36×36 м

ли, выполненной в виде четырехгранной пирамиды из трубчатых элементов. Основанием пирамиды является ячейка нижнего пояса блока, а вершина ее опирается на колонну.

По расчетной схеме колонны представляют собой жестко заделанные в фундамент стойки из стальных или железобетонных центрифугированных труб со стальным оголовком.

При использовании стальных колонн проектом предусмотрено применение труб с наружным диаметром 325, 426 и 530 мм по ГОСТ 10704—76 (рис. 15.17). Диаметр и толщина труб для колонн определяются силовыми и геометрическими параметрами здания.

Усилия в элементах стержневой системы определены на ЭВМ с использованием программы, разработанной в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, при загружении сосредоточенными узловыми нагрузками, эквивалентными равномерно распределенной нагрузке по плоскости верхнего пояса структуры, равной $q = 1{,}11$ кН/м².

Состав нагрузок, входящих в полные расчетные, принят в соответствии с табл. 15.7. Покрытие выполняется из профилированного настила, укладываемого по прогонам, опирающимся в узлах верхних поясов.

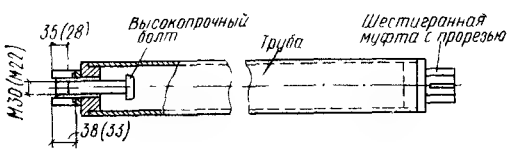


Рис. 15.15. Стержневой элемент. Размеры без скобок для структуры 36×36 м, в скобках для 30×30 м

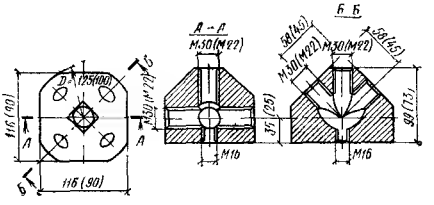


Рис. 15.16. Узловой элемент (коннектор). Размеры без скобок для структуры 36×36 м, в скобках для структуры 30×30 м

Таблица 15.7. **Состав нагрузок, входящих в расчетные Здания без кранов**

Расчетная нагрузка, кН/м²	В том числе		
	снег	собственная масса покрытия	прочие полезные нагрузки
2,6	1	1,13	0,47
3	1,4	1,18	0,42
3,2	1,4	1,23	0,57
4	2,1	1,23	0,67

Трубчатые стержни покрытия изготовляют из электросварных труб по ГОСТ 10704—76 группы В из стали Ст20 по ГОСТ 1050—74 или из горячекатаных труб по ГОСТ 8732—70 группы А из стали Ст20 по ГОСТ 1050—74. Для шайб предусмотрено использование стали ВСт3пс2 по ГОСТ 380—71*, для муфт применяется шестигранник по ГОСТ 2879—69 из стали Ст35 по ГОСТ 1050—74. Для коннекторов используется сталь Ст45 по ГОСТ 1050—74. Материал высокопрочных болтов — сталь 40Х «Селект» по ТУ 14-1-237-75. Стальные

Продолжение табл. 15.7

Здания с подвесным крановым оборудованием

Число шт., и грузоподъемность кранов в пролете, т	Структурная плита 30×30 м					Структурная плита 36×36 м				
	расчетная нагрузка[1], кН/м²	в том числе				расчетная нагрузка[1], кН/м²	в том числе			
		собственная масса покрытия	снег	эквивалентная, распределенная от кранов	прочие полезные нагрузки		собственная масса покрытия	снег	эквивалентная, распределенная от кранов	прочие полезные нагрузки
1×1	2,6 3 4	1,13 1,18 1,23	1 1,4 2,1	0,5 0,5 0,5	0,12 0,11 0,43	2,6 3,2 —	1,13 1,23 —	1 1,4 —	0,35 0,35 —	0,24 0,44 —
1×2	2,6 3 4	1,13 1,18 1,23	0,7 1 2,1	0,83 0,83 0,83	0,09 0,17 0,13	2,6 3,2	1,13 1,23	0,7 1,4	0,61 0,61	0,29 0,17
2×1	3 4	1,18 1,23	1 2,1	0,66 0,6	0,33 0,34	2,6 3,2	1,13 1,23	0,7 1,4	0,7 0,7	0,2 0,08

[1] В суммарных нагрузках снеговая и крановая эквивалентные нагрузки учтены с коэффициентом 0,9 в соответствии со СНиП II-6-74.

колонны должны изготавливаться из стали ВСт3кп2 по ГОСТ 380—71* для конструкций, эксплуатируемых при температуре выше —30° С, и из стали ВСт3пс6 по ГОСТ 380—71* при температуре до —40° С.

Расход стали на каркас здания с несущими конструкциями покрытия типа «Кисловодск» приведен в табл. 15.8.

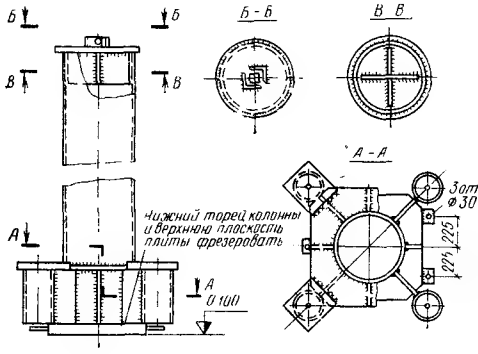


Рис. 15.17. Колонна структуры «Кисловодск»

Таблица 15.8. **Расход стали на каркас здания с несущими конструкциями покрытия типа «Кисловодск»**

Объемно-планировочный элемент	Расчетная нагрузка от покрытия, кН/м²	Высота до низа покрытия, м	Масса стали, кг, на 1 м² площади здания			
			несущая конструкция покрытия	прогоны кровли	колонны	всего
Блок 30×30	2,6	8,4 6	15,3 15,3	3,45 3,45	4,1 2,05	22,85 20,8
	3	8,4 6	15,5 15,5	3,45 3,45	4,9 2,05	23,85 21
	4	8,4 6	17,5 17,5	4,05 4,05	4,9 2,65	26,45 24,2
Блок 36×36	2,6	8,4 6	20,6 20,6	3,45 3,45	3,4 1,85	27,45 25,9
	3,2	8,4 6	22 22	3,45 3,45	4,05 1,85	29,5 27,3

15.9. ПОКРЫТИЯ СО СТРОПИЛЬНЫМИ ФЕРМАМИ ИЗ ТРУБ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

Стальные конструкции покрытий производственных зданий с плоскостными фермами из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения разработаны Л/О ЦНИИпроектстальконструкция и ВНИКТИстальконструкция и утверждены Госстроем СССР.

Конструкции покрытия разработаны для применения в отапливаемых одноэтажных производственных зданиях, возводимых: в I—V ветровых и снеговых районах; в районах с расчетными температурами наружного воздуха —40° С и выше, а также и ниже —40° С.

Покрытия могут применяться в одно- и многопролетных бесфонарных зданиях или в зданиях с зенитными фонарями без перепадов при пролетах здания 18, 24 и 30 м, высоте здания до низа стропильных ферм не более 18 м, шаге колонн 12 м по крайним и средним рядам.

Конструкции покрытия предназначены для беспрогонного решения кровли с непосредственным опиранием профилированного настила на верхние пояса стропильных ферм, устанавливаемых с шагом 4 м.

Здания могут быть бескрановые, с мостовыми кранами легкого, среднего и тяжелого режима работы грузоподъемностью до 50 т, а также с подвесными кранами грузоподъемностью до 5 т при пролетах 18 и 24 м.

Чертежи конструкций покрытия разработаны под утепленную рулонную кровлю с уклоном 1,5%. В качестве несущего элемента кровли используется стальной профилированный оцинкованный настил, укладываемый по верхним поясам ферм без прогонов.

Шаг стропильных ферм принят 4 м, по колоннам здания устанавливаются подстропильные фермы.

Опирание стропильных и подстропильных ферм на колонны, а также опирание стропильных ферм на подстропильные принято шарнирным.

Стойки торцевого фахверка крепятся к верхним поясам стропильных ферм, стойки продольного фахверка — к контурной балке.

Стропильные фермы запроектированы с параллельными поясами с уклоном 1,5% и треугольной решеткой с нисходящими опорными раскосами (рис. 15.18). Высота ферм по наружным граням поясов 2000 мм, длина панели 3000 мм. Фермы пролетами 18 и 24 м выполняются из двух отправочных марок, фермы пролетом 30 м — из трех марок. Монтажные узлы стропильных ферм осуществлены на фланцах с болтами нормальной точности.

Подстропильные фермы разработаны с параллельными поясами пролетом 12 м. Высота ферм по наружным граням поясов 1700 мм, пояса ферм выполнены из широкополочных двутавров (рис. 15.19).

Крепление стропильных и подстропильных ферм к оголовкам колонн принято на болтах, крепление оголовков колонн к колоннам здания — на монтажной сварке. Все заводские соединения элементов стропильных, подстропильных ферм и оголовков колонн сварные.

В качестве основы неизменяемости покрытия в горизонтальной плоскости принят сплошной диск, образованный профилированным настилом, закрепленным на верхних поясах ферм. Настил развязывает верхние пояса из плоскости и воспринимает все горизонтальные усилия, передающиеся на покрытие.

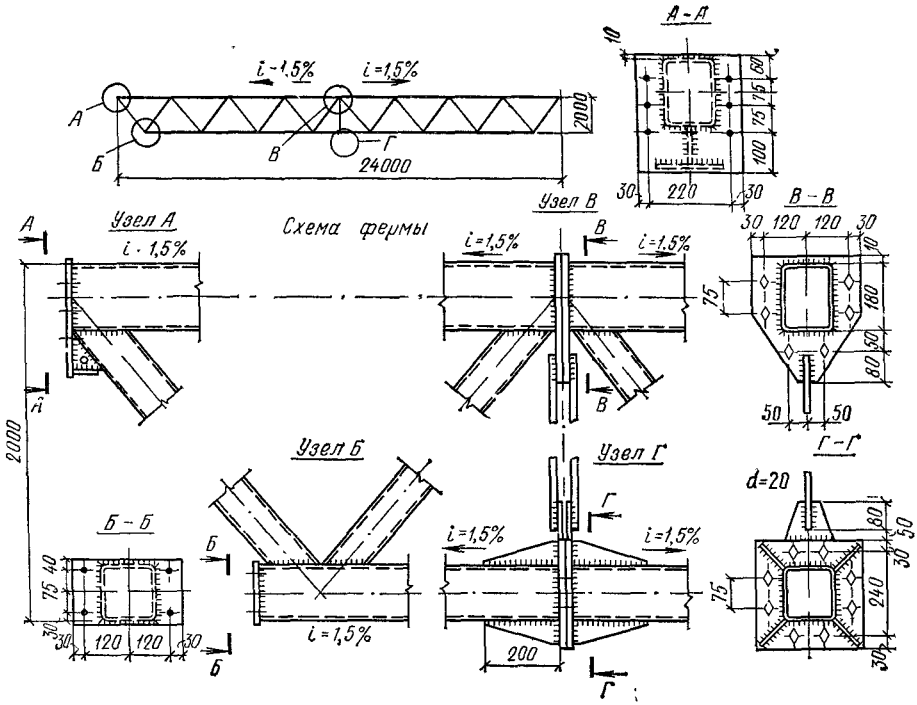


Рис. 15.18. Стропильная ферма из прямоугольных труб пролетом 24 м

Для развязки нижних поясов используются вертикальные связи и распорки. Крепление этих элементов осуществляется на болтах нормальной точности.

В связи с опиранием стропильных ферм с нисходящим опорным раскосом на верхний опорный узел колонны имеют высоту, на 1200 мм бо́льшую, чем высота здания до низа ферм.

Для бескрановых зданий и зданий с подвесным транспортом используются типовые колонны; для зданий с мостовыми кранами применяются колонны с нижней частью по типовой серии, а верхней — увеличенной на 1200 мм.

Стальной профилированный оцинкованный настил принят длиной 12 м и рассчитан по неразрезной трехпролетной схеме при пролете 4 м. К верхним поясам ферм настил крепится самонарезающими болтами или дюбелями, листы настила соединяются между собой комбинированными заклепками.

Стропильные и подстропильные фермы рассчитаны как разрезные свободно опертые конструкции.

Стропильные фермы рассчитаны с учетом жесткости узлов на два вида нагрузок: равномерно распределенную от массы покрытия и снега, приложенную к верхним поясам ферм, а также сосредоточенную нагрузку в узлах ферм от технологических коммуникаций и подвесных кранов по ГОСТ 7890—67 «Краны подвесные электрические однобалочные общего назначения».

Несущая способность узловых сопряжений из гнутосварных профилей определена на основе методики, разработанной ВНИКТИстальконструкцией.

В плоскости стропильной фермы расчетная длина верхнего пояса принята равной длине панели, из плоскости верхний пояс раскреплен настилом по всей длине. Расчетная длина раскосов принята 0,9 геометрической длины раскоса.

При расчете верхнего пояса на устойчивость кроме продольной силы учитывался изгибающий момент, максимальный в пролете панели, а также учтена горизонтальная рамная сжимающая сила 100 кН.

В верхних поясах подстропильных ферм дополнительно учтена продольная сила 100 кН.

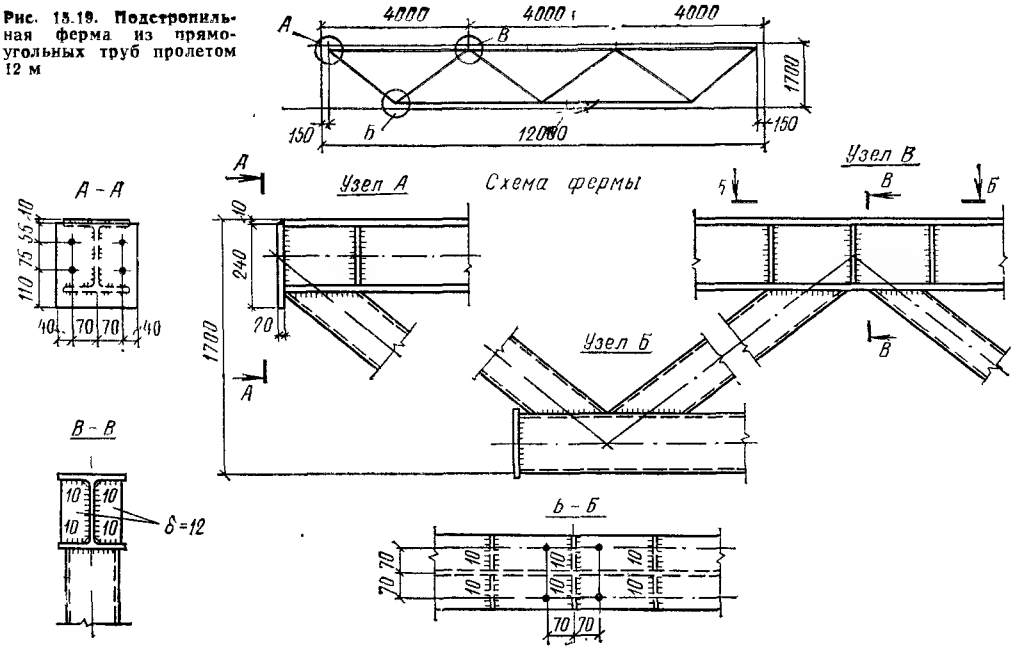
При расчете конструкций покрытий приняты следующие постоянные нормативные нагрузки, Н/м²:

стальной профилированный настил	150
пароизоляция	40
утеплитель	50
рулонный ковер	160
гравийная защита	400
Итого	800

Неразрезная схема работы профилированного настила учтена введением коэффициента $k=1{,}1$ при определении нагрузок на стропильную ферму от массы кровли и снега.

Стропильные и подстропильные фермы выполняются из низколегированной стали класса С46/33. При расчетной температуре наружного воздуха —40° С и выше следует применять сталь марки 14Г2-6 по ГОСТ

Рис. 15.19. Подстропильная ферма из прямоугольных труб пролетом 12 м



19281(2)—73, при температуре ниже —40° С — сталь марки 10Г2С1-12 по ГОСТ 19281(2)—73.

Оголовки колонн при расчетной температуре —40° С и выше выполняются из стали класса С38/23 марки ВСт3пс6 по ГОСТ 380—71*, при температуре ниже —40° С — из стали класса С46/33 марки 10Г2С1-6 или 14Г2-6 соответственно по ГОСТ 19282—73 или по ГОСТ 19281(2)—73.

Связи и контурные балки запроектированы из стали класса С38/23, при расчетной температуре —40° С и выше — из стали ВСт3кп2 по ГОСТ 380—71*, при температуре ниже —40° С — из стали марки ВСт3гпс5 по ГОСТ 380—71*. При толщине проката 4 мм и менее и расчетных температурах до —50° С следует применять сталь марки ВСт3кп2.

Таблица 15.9. **Расход стали на покрытие со стропильными фермами из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения, кг (шаг ферм 4 м)**

Пролет здания, м	Расчетная нагрузка на покрытие		На 1 м² покрытия					
	на единицу длины фермы, кН/м	распределенная, кН/м²	стропильных ферм	оголовков колонн	подстропильных ферм	связей и контурных балок	профилированного настила	всего
18	18	4,5	14,26	5,01	2,13	0,6	12	32
	24	6	16,23	6,35	2,13	0,6		37,31
	30	7,5	19,48	6,99	2,13	0,6		41,2
24	12	3	13,94	3,9	1,68	0,45	12	31,97
	15	~3,8	16,02	4,42	1,68	0,45		34,57
	18	4,5	18	4,94	1,68	0,45		37,07
	21,5	~5,4	21,23	5,44	1,68	0,45		40,8
	24,5	~6,1	23,04	5,44	1,68	0,45		42,61
30	8	2	14,52	3,21	1,83	0,39	12	31,95
	10	2,5	16,57	3,21	1,83	0,39		34
	12	3	18,59	3,64	1,83	0,39		36,45
	14,5	3,6	21,63	4,07	1,83	0,39		39,92
	16	4	23,47	4,48	1,83	0,39		42,17

Примечания 1. Расход стали на покрытие определен для температурного отсека размером 144×144 м при пролетах 18 и 24 м и размером 114×150 м при пролете 30 м.

2. При сравнении с другими типами покрытий из плоскостных ферм необходимо дополнительно учитывать расход стали на верхнюю часть колонн здания в пределах высоты ферм (участки длиной 1200 мм).

Стропильные и подстропильные фермы и связи выполняются из гнутосварных профилей квадратного и прямоугольного сечений, поставляемых по ТУ 36-671-77.

В проектных материалах предусмотрено использование болтов класса 4.6 нормальной точности по ГОСТ 7796—70. В монтажных узлах нижних поясов применены болты $d=20$ мм нормальной точности по ГОСТ 7798—70 класса 8.8 из стали 35Х при усилии в поясе до 800 кН.

Для крепления профилированного настила используются самонарезающие винты по ТУ 34-5815-70 или дюбели и комбинированные заклепки по ТУ 34-5814-70.

Конструкции покрытия с фермами из гнутосварных прямоугольных труб предназначены для изготовления их на специализированной поточной линии Молодечненского завода легких металлических конструкций.

При изготовлении стропильных и подстропильных ферм предусмотрено минусовое отклонение от их номинальных длин. Возможные зазоры между фермами и опорными стойками на монтаже заполняются прокладками, поставляемыми комплектно с фермами.

Окраска конструкций покрытия должна производиться в соответствии с требованиями дополнения к главе СНиП II-28-73 «Защита строительных конструкций от коррозии», утвержденного Госстроем СССР в 1975 г.

Расход стали на покрытие приведен в табл. 15.9.

15.10. ПРОСТРАНСТВЕННОЕ РЕШЕТЧАТОЕ ПОКРЫТИЕ ИЗ ПРОКАТНЫХ ПРОФИЛЕЙ ТИПА ЦНИИСК

Пространственное решетчатое покрытие для производственных зданий из прокатных профилей в виде складчатой структуры, замысел которого родился в ЦНИИСК им. Кучеренко, на стадии КМ было разработано совместно с ЦНИИпромзданий (серия 1.460-6). Деталировочные чертежи КМД (серия СКП, вып. 1 и 2) разработаны совместно с ПКБ РПО Укрстальконструкции.

Специализированное производство этих конструкций организовано на Орском заводе металлоконструкций и Житомирском заводе ограждающих конструкций.

Структурное покрытие из прокатных профилей предназначено для применения в одно- и многопролетных отапливаемых зданиях при пролетах 18 и 24 м, шаге колонн 12 м и высоте до низа покрытия 4,8—18 м, возводимых: в I—V снеговых районах; I—IV ветровых районах; в районах с сейсмичностью до 9 бал.; в районах с расчетными температурами наружного воздуха —40° С и выше.

При использовании конструкций в районах с расчетной температурой ниже —40° С изменяются марки стали для профилей и болтов, а отверстия делают только сверленными.

Конструкции допускают установку подвесного подъемно-транспортного оборудования грузоподъемностью до 3,2 т, двухопорного для покрытия высотой 1,5 м и трехопорного — 2 м, а также обслуживание здания опорными электрическими кранами грузоподъемностью до 30 т легкого и среднего режима работы (рис. 15.20); на покрытии могут устанавливаться светоаэрационные или зенитные фонари, крышные вентиляторы и др.

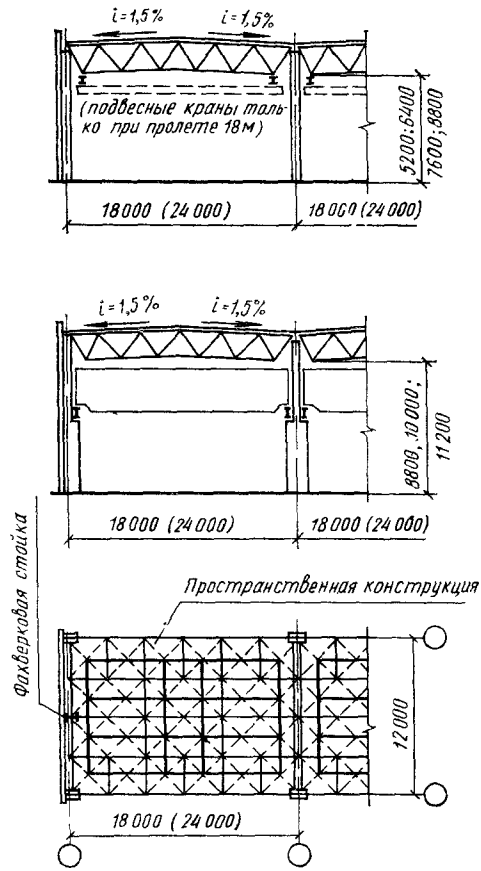


Рис. 15.20. Габаритные схемы зданий со структурой из прокатных профилей

Блоки покрытия размером 18×12 и 24×12 м являются складчатой конструкцией, компонуемой из плоскостных и линейных элементов заводского изготовления (рис. 15.21). Для отдаленных районов и под тяжелые нагрузки структурные блоки поставляются только из линейных элементов.

В виде линейных элементов изготовляются и поставляются на монтаж пояса и раскосы, торцевые фермы поставляются в виде плоскостной сварной конструкции.

По длинной стороне структурного блока с шагом 2910 мм устанавливаются продольные верхние пояса из прокатных двутавров, которые выполняют также функцию прогона для непосредственного опирания на них профилированного стального настила кровли или других конструкций.

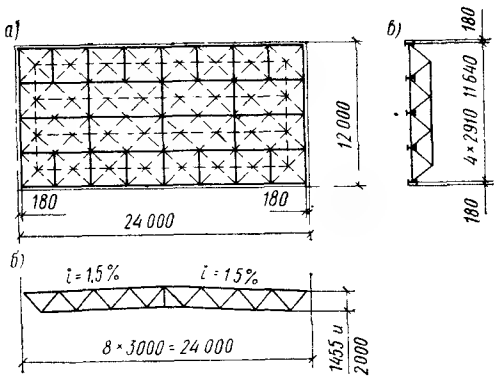


Рис. 15.21. Схема структуры из прокатных профилей

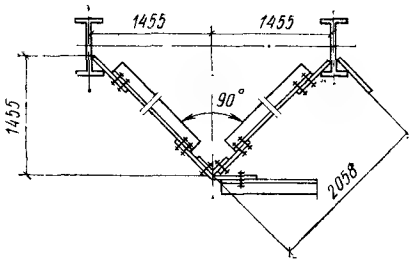


Рис. 15.23. Элементы складки структурного покрытия

В этом случае (рис. 15.22) двутавровый профиль развязывается в горизонтальной плоскости уголками.

Нижние пояса складчатой конструкции смещены в плане на полшага относительно верхних поясов. Складки образуются соединением верхнего и нижнего поясов решеткой по наклонным плоскостям (рис. 15.23). Блок замыкают установленные по коротким сторонам торцевые фермы пролетом 12 м (рис. 15.24). Для пространственного распределения усилий устанавливаются поперечные элементы в плоскости верхнего и нижнего поясов.

Работа блока на горизонтальные нагрузки обеспечивается этими поперечными элементами и пространственной работой системы. Профилированный настил дополнительно увеличивает жесткость блока, однако в расчете это не учитывается. Все элементы покрытия, кроме верхних поясов, выполняются из прокатных уголков.

Элементы в узлах соединяют при монтаже болтами нормальной точности преимущественно при помощи фасонок, заводские соединения запроектированы сварными (рис. 15.25).

Стык верхних продольных поясов выполнен на фланцах, стык нижних продольных поясов — с помощью накладок на болтах. Вертикальная составляющая усилия в стыке нижнего пояса, возникающая из-за перелома пояса, воспринимается средней стойкой.

При установке подвесного транспорта нагрузки от него передаются непосредственно в узлы конструкций или распределяются между ближайшими узлами нижнего пояса с помощью перекидных балок.

В этом случае во всех болтовых соединениях структурного покрытия следует ставить дополнительные контргайки.

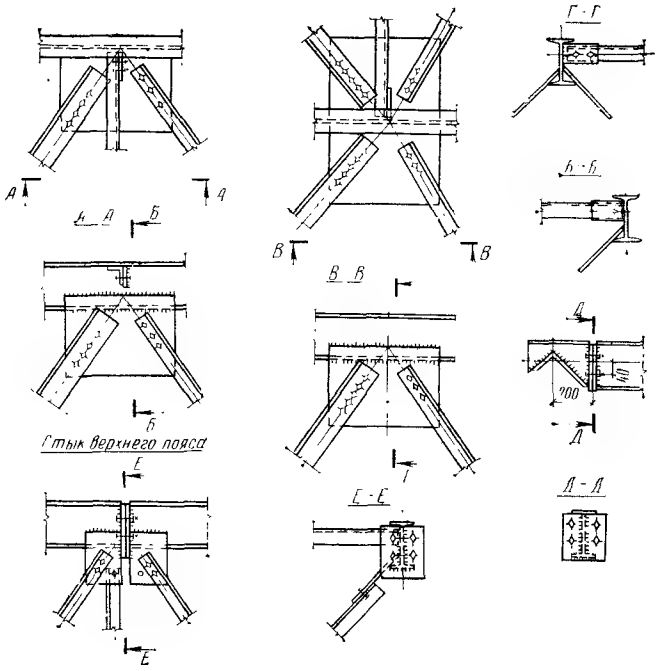


Рис. 15.22. Узлы верхнего пояса

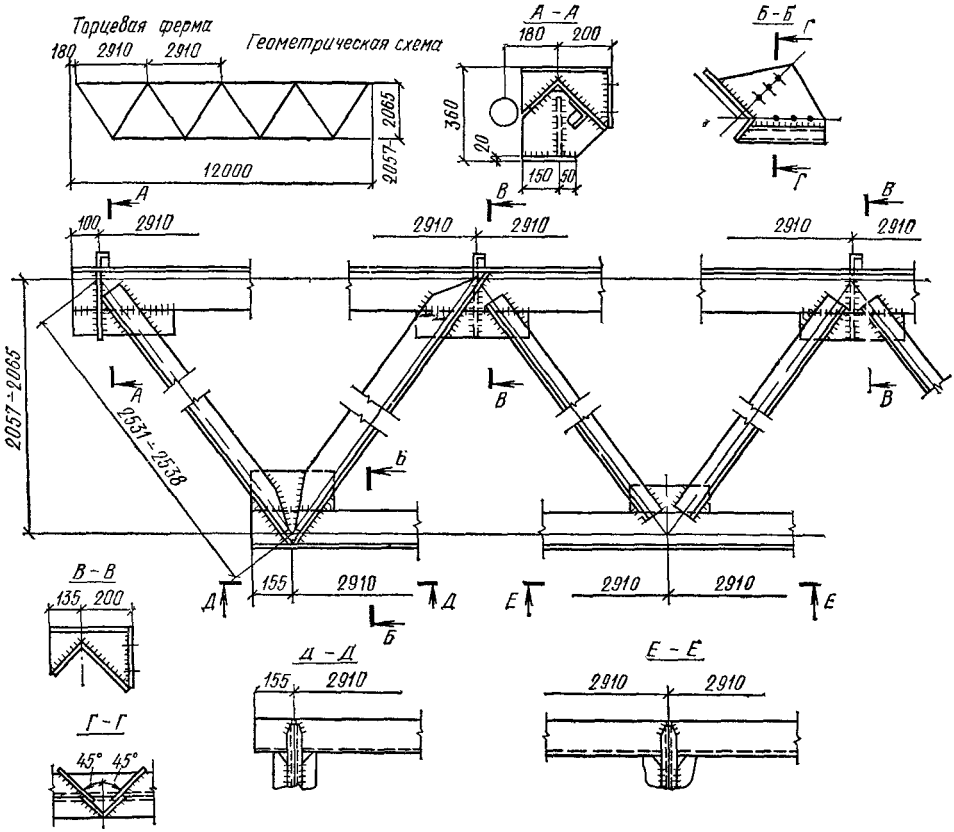


Рис. 15.24. Деталь торцевой фермы

В расчете конструкций принят вес (нормативная нагрузка) (Н/м²):

конструкций	300
профилированного настила	150
пароизоляции	40
утеплителя	50
рулонного ковра	160
гравийной защиты	300
Итого	1000

В расчетной нагрузке кроме собственной массы покрытия учтены вертикальные нагрузки от снегового покрова, светоаэрационных фонарей, подвесного транспортного оборудования и т. п.

Допускаемые расчетные нагрузки в сортаменте структурных блоков из прокатных профилей определены исходя из несущей способности верхних поясов; при этом считалось, что устойчивость в плоскости наименьшей жесткости обеспечена профилированным настилом или другими конструктивными мероприятиями.

Расчет выполнен на полное загружение всей площади блока, а также при одностороннем загружении поперечной и продольной половин блока равномерно распределенной нагрузкой, нагрузкой от снеговых мешков и сосредоточенной нагрузкой от светоаэрационного фонаря и подвесного транспорта, а также на горизонтальные усилия со стороны колонны и стоек фахверка. Усилия в стержнях системы и прогибы от вертикальных нагрузок определены для дискретной системы из условия шарнирного сопряжения всех стержней по программе, разработанной в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко для ЭВМ.

Экспериментами установлено, что податливость узловых соединений приводит к повышению прогибов на 30% по сравнению с теоретическими значениями.

На горизонтальные воздействия от ветра и температурного расширения рассчитаны системы взаимосвязанных блоков температурного отсека с учетом податливости колонн каркаса.

В расчетах учтены конструктивные эксцентрицитеты в примыкании отдельных стержней. Расчет выполнен в соответствии со СНиП II-А.10-71 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования», СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования», СНиП II-В.3-72 «Стальные конструкции. Нормы проектирования», СНиП II-И.9-62 «Линии электропередачи напряжением выше 1 кВ. Нормы проектирования», а также «Инструкцией по проектированию ферм из одиночных уголков».

Верхние продольные пояса рассчитаны на совместное действие сжимающих усилий

и местного изгиба от распределенной нагрузки в вертикальной плоскости (с учетом неразрезности пояса).

При расчете принято, что профилированный настил развязывает пояс из плоскости, и расчет его на устойчивость не требуется.

При подборе сечений нижних поясов из угловых профилей рассмотрено совместное действие растяжения и изгиба, возникающего от расцентровки раскосов, сходящихся в узлах.

Растянутые элементы решетки подобраны по сечению нетто. При расчете сжатых раскосов из одиночных уголков гибкость исчислялась исходя из геометрической длины раскоса и минимального радиуса инерции. Жесткость узловых закреплений учитывается введением коэффициента расчетной длины 0,9, обусловленного наличием фасонок и многоболтовых соединений.

Коэффициент условий работы при одноболтовом соединении $m=0{,}75$, а при двух болтах и более $m=0{,}9$.

При определении гибкости сжатых элементов сварных торцевых ферм из одиночных уголков расчетная длина принималась равной 0,8 геометрического размера между точками закрепления, а радиус инерции принимался минимальным.

При использовании подвесных кранов грузоподъемностью $Q=1\cdot3{,}2$ т или $Q=2\cdot2$ т допустимая вертикальная расчетная равномерно распределенная нагрузка для блоков 18×12 м уменьшается в среднем на 700 Н/м².

Для верхних и нижних поясов структур и для поясов торцевых ферм предусмотрено применение низколегированной стали класса С46/33 (за исключением блоков, рассчитанных на минимальную нагрузку, в которых используется малоуглеродистая сталь).

Сталь класса С46/33 применена в наиболее нагруженных раскосах. Все остальные элементы и фасонки запроектированы из обычной малоуглеродистой стали класса С38/23.

Проектами рекомендовано использование низколегированных сталей 14Г2-6 по ГОСТ 19281(2)—73 или 10Г2С1-6 по ГОСТ 19282—73.

Для фасонок и стыковых накладок используется сталь марки ВСт3сп5 по ГОСТ 380—71*, а для стержней — сталь марки ВСт3пс6 по тому же стандарту. В монтажных соединениях предусматриваются болты М 20 классов 5 и 6 нормальной точности по ГОСТ 1759—70.

Расход стали на структурное покрытие из прокатных профилей с высотой блока 1,5 м при различных нагрузках приведен в табл. 15.10.

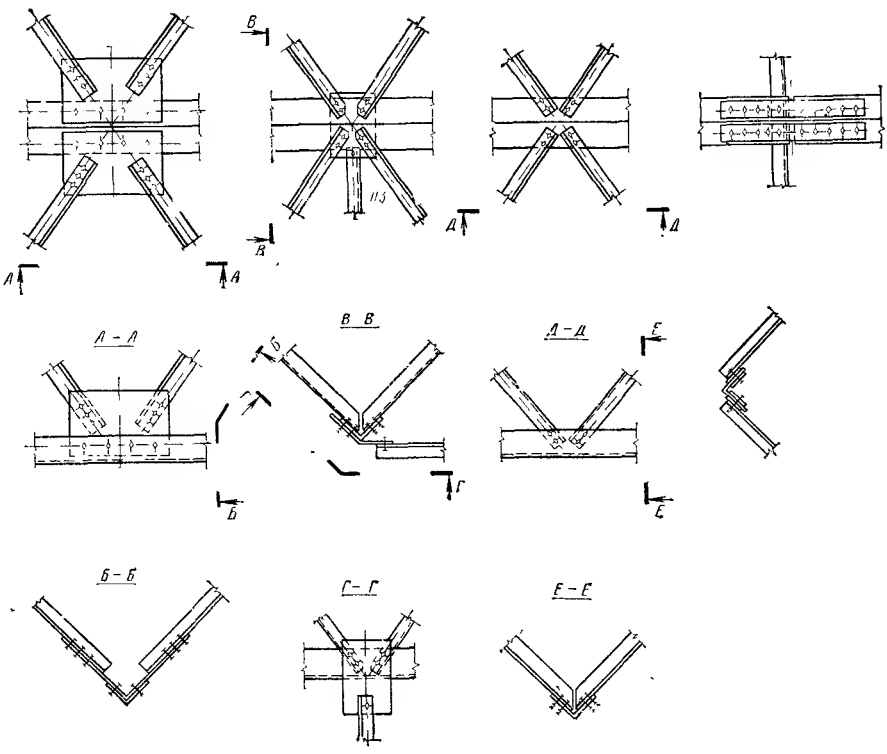


Рис. 15.25. Узлы нижнего пояса структуры

Таблица 15.10 **Расход стали на структурное покрытие из прокатных профилей высотой 1,5 м по чертежам КМД**

Пролет, м	Распределенная расчетная нагрузка, кН/м²	Верхние пояса из стали класса					
		С38/23			С46/33		
		Сечение верхнего пояса	Масса блока, кг	Расход стали, кг/м²	Сечение верхнего пояса	Масса блока, кг	Расход стали, кг/м²
18	2,4	I № 12	4733	21,9	I № 12/I № 10	4630	21,4
	3,15	I № 14	5102	23,6	I № 12	4912	22,7
	3,8	I № 16	5662	26,2	I № 14/I № 12	5308	24,6
	4,15	I № 18/I № 16	5836	27	I № 14	5559	25,7
	4,65	I № 18/I № 16	6209	28,7	I № 16/I № 14	6008	27,8
	5,2	I № 20/I № 18	6820	31,6	I № 16	6572	30,1
	6,3	I № 22/I № 20	7611	35,2	I № 18/I № 16	7156	33,1
24	1,75	I № 12	6101	21,2	I № 12	6101	21,2
	2,2	I № 14	6559	22,8	I № 12	6309	21,9
	2,7	I № 16	7266	25,2	I № 14	7006	24,4
	3	I № 18	7822	27,2	I № 14	7272	25,2
	3,3	I № 18	7991	27,8	I № 16	7701	26,7
	3,7	I № 20	8641	30	I № 16	8051	27,9
	4,45	I № 22	9777	33,9	I № 18	9127	31,6

Примечание. В числителе указано сечение крайних поясов, в знаменателе — средних.

15.11. ПРОСТРАНСТВЕННАЯ ПЕРЕКРЕСТНО-СТЕРЖНЕВАЯ КОНСТРУКЦИЯ ПОКРЫТИЯ ТИПА «МОДУЛЬ»

Пространственная перекрестно-стержневая конструкция покрытия разработана несколькими организациями под общим руководством Московского архитектурного института и предназначена для покрытий бескрановых производственных, общественных и сельскохозяйственных отапливаемых зданий, возводимых: в I—III снеговых районах; I—IV ветровых районах; несейсмических районах при расчетной температуре наружного воздуха —40° С и выше.

Перекрестно-стержневая конструкция покрытия не одобрена и не утверждена Госстроем СССР; однако производство этих конструкций освоено на нескольких мелких предприятиях различных ведомств.

Пространственная конструкция покрытия собирается из отдельных трубчатых стержней заводского изготовления при помощи винтовых наконечников и узловых элементов, не имеющих принципиальных отличий от решений структурной конструкции «Кисловодск».

По габаритным схемам конструкции типа «Модуль» также аналогичны структуре «Кисловодск» и представляют собой секции размерами 30×30 и 36×36 м с сеткой колонн соответственно 18×18 и 24×24 при консольных свесах 6 м (рис. 15.26).

Структурные секции покрытия размерами 30×30 и 36×36 м выполняются высотой 1414 мм с ортогональной ячейкой 2×2 м. Высота здания до низа несущих конструкций 4,8—8,4 м.

Для стержней структуры применяются горячекатаные бесшовные трубы диаметром 50—133 мм, толщиной 3,5—8 мм из стали марки Ст3 или Ст20 по ГОСТ 8732—70.

Узловые соединения выполняются на болтах М 22.

Конструкции покрытия рассчитаны (на ЭВМ) на равномерно распределенную расчетную нагрузку 2,7 кН/м² для секции 30×30 и 2,5—3,7 кН/м² для секции 36×36 м.

Общая жесткость каркаса достигается защемлением колонн в фундаментах. На колонны из труб секция опирается при помощи капителей идентично структуре «Кисловодск».

Кровля из профилированного настила укладывается по прогонам, установленным в узлах структуры.

Таблица 15.11. **Расход стали на перекрестно-стержневую пространственную конструкцию покрытия типа «Модуль»**

Объемно-планировочный элемент	Расчетная нагрузка от покрытия, кН/м²	Масса стали конструкции покрытия, кг, без учета колонн, прогонов и настила	
		всего	на 1 м² площади здания
Секция 30×30 м	2,7	19 202	21,3
» 36×36 м	2,5	22 320	17,2
» 36×36 м	3,7	29 969	23,1

Расход стали на конструкцию покрытия типа «Модуль» в зависимости от расчетной нагрузки приведен в табл. 15.11.

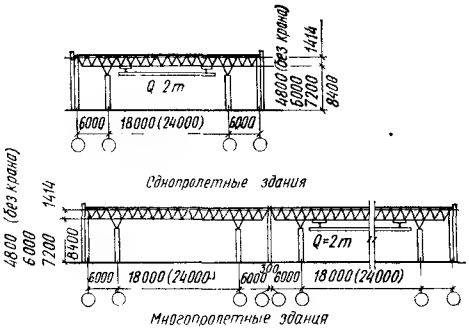


Рис. 15.26. Габаритные схемы зданий с покрытием «Модуль»

15.12. КОЛОННЫ ЗДАНИЙ С ЛЕГКИМИ МЕТАЛЛИЧЕСКИМИ КОНСТРУКЦИЯМИ

Здания из легких металлических конструкций делают небольшой высоты, поэтому в дополнение к имеющимся типовым конструкциям колонн, утвержденным Госстроем СССР в виде серии 1.424-4, вып. 1, разработаны колонны серии 1.424-4, вып. 2 и 3 (ЦНИИпроектстальконструкция) для зданий без кранов высотой 4,8—8,4 м и для зданий, оборудованных опорными кранами грузоподъемностью до 20 т, высотой 8,4 и 9,6 м до низа несущих конструкций покрытия. Колонны крановых зданий с номинальной высотой 10,8 м следует принимать по серии 1.464-4, вып. 1. Во всех случаях пролет здания принят 18 и 24 м, шаг колонн— в зависимости от типа покрытия 6 и 12 м по крайним рядам и 12 м по средним рядам колонн.

Тип покрытия определяет фактическую высоту колонн, предельную грузоподъемность кранов, обслуживающих здание, расстановку колонн в плане, расчетную вертикальную и горизонтальную нагрузки и другие параметры.

Для всех типов зданий, кроме зданий с покрытием «Модуль» и «Кисловодск», колонны приняты сплошностенчатыми, двутавровыми, постоянного сечения. Здания с пространственными покрытиями типов «Кисловодск» и «Модуль» запроектированы из круглых труб при квадратной сетке колонн 18×18 и 24×24 м. Во всех случаях проходы вдоль подкрановых путей не предусматриваются.

В бескрановых зданиях используются сварные колонны (рис 15 27); для зданий, оборудованных кранами, колонны разработаны в двух вариантах из сварных двутавров и из горячекатаных широкополочных двутавров с параллельными гранями полок по ТУ 14-2-24-72 (рис 15.28).

Базы колонн бескрановых зданий запроектированы из плит, приваренных к стволу колонны (рис. 15 29); для зданий с кранами базы колонн осуществлены с траверсами; опорная плита со строганой верхней поверхностью отделена от колонны, нижний торец которой фрезерован (рис. 15.30). Проектом предусмотрен безвыверочный монтаж колонн, т. е. установка стержня колонны фрезерованным торцом на заранее выверенную и подлитую цементным раствором стальную опорную плиту.

Низ плит имеет в бескрановых зданиях отметку минус 0,100—0,150 или минус

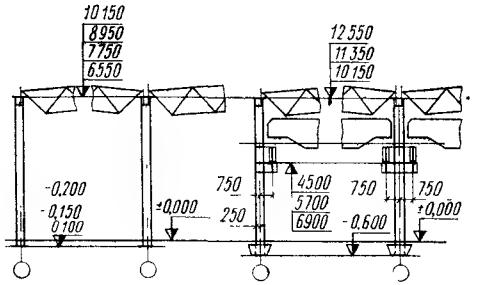


Рис. 15.27. Колонны бескрановых зданий

Рис. 15.28. Колонны зданий с опорными кранами

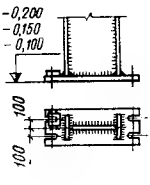


Рис. 15.29. База бескрановой колонны

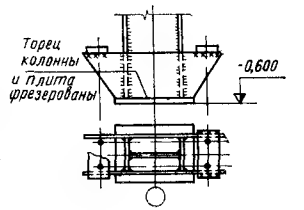


Рис. 15.30. База крановой колонны

0,200 м, а в зданиях с мостовыми кранами — минус 0,600 м. Опорные плиты баз колонн, к которым крепятся связи, приваривают к специальным швеллерам, заделанным в фундамент.

Колонны должны изготавливаться на заводе в виде одной отправочной марки. В зданиях с кранами монтажный стык в колоннах рекомендуется располагать в подкрановой части и выполнять сварным, равнопрочным основному сечению.

Вертикальные связи по колоннам для бескрановых зданий — одноплоскостные, крестовой схемы; в зданиях с кранами — У-образные. Здания с покрытиями «Кисловодск» и «Модуль» вертикальных связей по колоннам не имеют.

Марка колонн устанавливается в зависимости от заданных размеров пролета и высоты здания, вертикальной и ветровой нагрузок, а также наличия или отсутствия опорных кранов.

По таким же критериям подбираются базы колонн и выбираются схемы и сечения связей. Схема размещения и детали столиков для крепления стеновых панелей следует принимать по альбому, разработанному ЦНИИпромзданий.

В поперечном направлении расчетная схема несущего каркаса здания принималась с жесткой заделкой колонн в фундаментах и с шарнирно-неподвижным опиранием элементов плоскостной или структурной конструкции покрытия.

Из плоскости рамы колонны рассчитаны как стержень с шарнирно-неподвижными концевыми закреплениями.

Продольная жесткость каркаса обеспечена установкой вертикальных связей по колоннам. Исключением являются здания с покрытиями «Кисловодск» и «Модуль», в которых колонны заделывают в фундаменты в обоих направлениях.

Для колонн крайних рядов, кроме нагрузок от покрытия и кранов, учтена нагрузка от стеновых панелей в размере 500 Н/м² стены, возможна также навеска железобетонных стеновых панелей.

Расчет стальных конструкций выполнен в соответствии с указаниями СНиП II-В.3-72*. При определении расчетных длин колонн в плоскости принимались следующие коэффициенты свободной длины: для бескрановых зданий, независимо от числа пролетов $\mu=2$ ко всей длине колонны; для однопролетных зданий с опорными кранами $\mu=1{,}5$; для многопролетных зданий с кранами $\mu=0{,}7$ ко всей длине колонны.

Из плоскости рам расчетные длины колонн принимались: для бескрановых зданий от низа башмака до верха оголовка; для зданий с опорными кранами от низа опорной плиты до низа подкрановой балки.

При определении несущей способности колонн по устойчивости из плоскости рамы значение расчетного момента взято равным 0,7 M_x (где M_x — максимальный изгибающий момент в колонне в плоскости рамы).

Расчет плит баз колонн и анкерных плит выполнен с учетом работы металла в пластической стадии. Для колонн бескрановых зданий, за исключением плит башмаков, применена сталь Ст3. Колонны зданий с кранами, а также плиты башмаков колонн всех зданий запроектированы из низколегированной стали.

15.13. СТОЙКИ ПРОДОЛЬНОГО И ТОРЦЕВОГО ФАХВЕРКА С ЛЕГКИМИ МЕТАЛЛИЧЕСКИМИ КОНСТРУКЦИЯМИ

Стальные фахверковые стойки стеновых ограждений для зданий с покрытиями из плоских стропильных ферм из круглых труб, структурной конструкции, из труб и с рамным каркасом разработаны Укрпроектстальконструкцией (шифр 9474КМ) и приняты в соответствии с «Габаритными и конструктивными схемами одноэтажных производственных зданий с применением легких металлических конструкций».

Конструкции стоек фахверка применяются в одноэтажных производственных зданиях, возводимых: в I—IV ветровых районах; районах с расчетными температурами —40° С и выше, а также для температур ниже —40° С; районах с расчетной сейсмичностью 7—9 бал.

Стены зданий выполняются с использованием легких стеновых ограждений панельных и полистовой сборки.

Конструкции стоек фахверка применяются: при высоте до низа несущей конструкции покрытия 4,8—8,4 м — для зданий без кранового оборудования и при высоте до низа конструкций покрытия 8,4—10,8 — для зданий, обслуживаемых опорными кранами (рис. 15.31—15.35). Пролеты здания приняты 18 и 24 м.

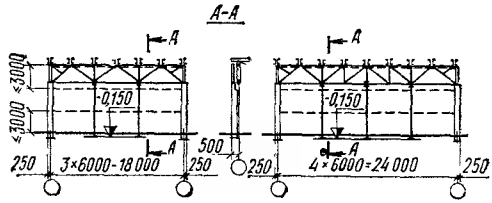


Рис. 15.31. Схема стоек торцевого фахверка при покрытии со стропильными фермами из труб

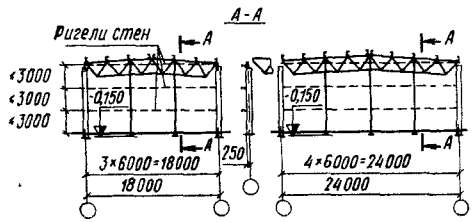


Рис. 15.32. Схема стоек торцевого фахверка при структурном покрытии из труб

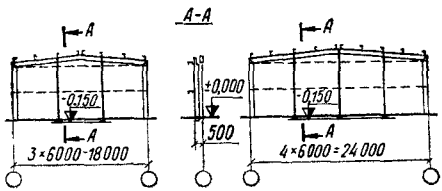


Рис. 15.33. Схема стоек торцевого фахверка при рамном каркасе

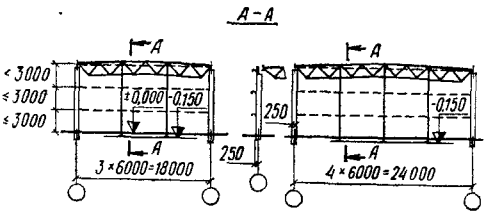


Рис. 15.34. Схема стоек торцевого фахверка при структурном покрытии из прокатных профилей

Сечение стоек запроектировано в виде сварных двутавров из трех листов с высотой сечения 240—480 мм и из прокатных двутавров № 20—40 по ГОСТ 8239—56*.

Минимальная толщина стенки сварного двутавра принята равной 4 мм.

В зданиях с применением конструкций структурного покрытия и в зданиях из рамных конструкций стойки фахверка выполнены из одного элемента постоянного сечения.

В зданиях с применением в покрытии стропильных ферм из труб стойки фахвер-

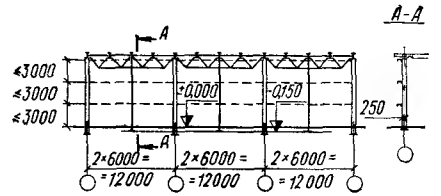


Рис. 15.35. Схема стоек продольного фахверка при структурном покрытии из прокатных профилей

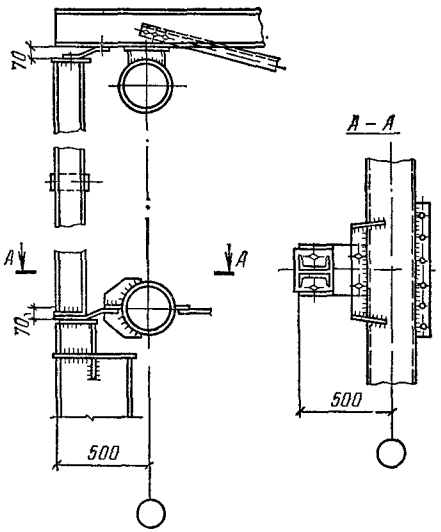
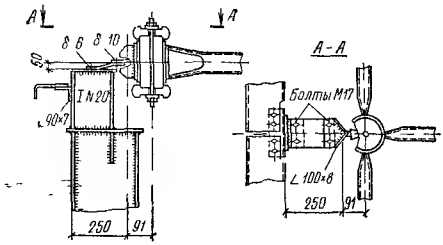


Рис. 15.36. Опирание фахверковой стойки на покрытие из трубчатых ферм



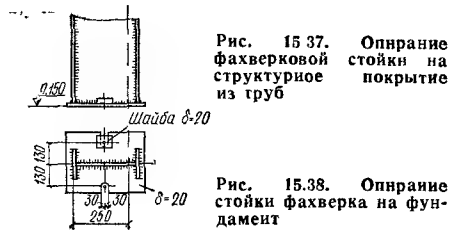


Рис. 15.37. Опирание фахверковой стойки на структурное покрытие из труб

Рис. 15.38. Опирание стойки фахверка на фундамент

Рис. 15.39. Опирание фахверковой стойки на рамный каркас

ка состоят из двух элементов. Один из них — основной двутаврового сечения — устанавливается от верха фундамента до низа конструкций покрытия и другой — из двух швеллеров — расположен в пределах высоты покрытия. Соединение их между собой шарнирное.

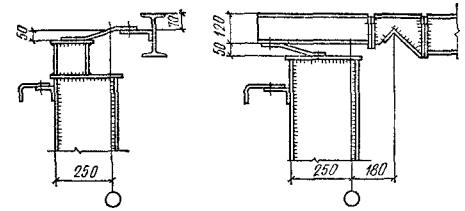


Рис. 15.40. Опирание торцевой стойки фахверка на структурное покрытие из прокатных профилей

Рис. 15.41. Опирание стойки продольного фахверка на структурное покрытие из прокатных профилей

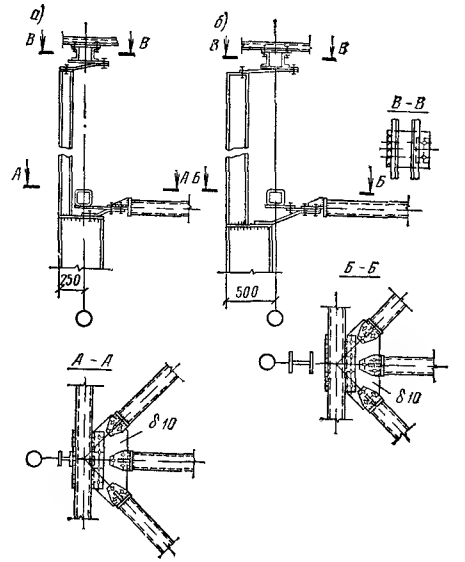


Рис. 15.42. Деталь крепления стоек фахверка к покрытию со стропильными фермами из прямоугольных труб

а, б — привязка колонн соответственно 250, 500

Соединение стоек фахверка с фундаментами и с покрытием шарнирное. В зданиях, оборудованных мостовыми кранами, стойки продольного фахверка дополнительно опираются на тормозную конструкцию в уровне верхнего пояса подкрановых балок.

Горизонтальные реакции стоек фахверка в зданиях со стропильными фермами из труб воспринимаются системой горизонтальных связей в уровне нижних поясов ферм, в зданиях других типов — жестким диском покрытия.

В плоскости стены стойки фахверка шарнирно раскреплены фахверковыми ригелями распорками, расстояние между которыми по высоте не превышает 3 м

Конструктивное решение сопряжения стоек с этими ригелями исключает возможность поворота опорного сечения стоек из плоскости

Привязка наружных граней фахверковых стоек к разбивочным осям здания по продольным рядам принята единой и равной 250 мм, а по торцам она составляет для зданий со структурным покрытием из труб 250 мм, для зданий с рамным каркасом и с покрытием из стропильных ферм 500 мм

Передача горизонтального усилия от стоек фахверка на диск покрытия осуществлена во всех случаях с применением листового шарнира, обеспечивающего независимое вертикальное перемещение конструкций (рис 15 36—15 42)

Масса стенового ограждения принята 40 кг/м² плоскости стены Место приложения нагрузки от стены — верх стойки

При расчете стоек фахверка на прочность и деформативность учтены аэродинамические коэффициенты $c=1$ (активного ветра) и $c_1=0{,}8$ (для отсоса) Кроме того сделан расчет на случай возведения при монтаже только одной стены, тогда аэродинамический коэффициент $c=1{,}4$ коэффициент перегрузки $n=1$ Деформативность стоек фахверка в этом случае не нормируется

Расчетная схема стоек фахверка для бескрановых зданий однопролетная с шарнирным опиранием В крановых зданиях стойки рассчитаны по неразрезной двухпролетной схеме

Стойки рассчитаны на равномерно распределенную нагрузку от ветрового напора, нагрузку от стенового заполнения и на статические воздействия

Подбор сечений стоек осуществлен по основным сочетаниям нагрузок, поскольку особые сочетания влияния не оказывают

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1 Стальные конструкции покрытий производственных зданий с применением круглых труб Вып 1 Покрытия пролетами 18 24 и 30 м в несейсмических районах с расчетной температурой —40° С и выше Чертежи КМ Серия 1 460—5 М

2 Стальные конструкции покрытий производственных зданий с применением стального профилированного настила Вып 1 Покрытия пролетами 18 24 30 и 36 м для зданий возводимых в несейсмических районах с расчетной температурой —40° С и выше Чертежи КМ Серия 1 460 4 Вып 3 Покрытия пролетами 18 24 30 и 36 м для зданий с расчетной сейсмичностью 7—9 бал возводимых в районах с расчетной температурой —40° С и выше Чертежи КМ Серия 1 460 4 Вып 4 Покрытия пролетами 18 24 30 и 36 м для зданий возводимых в несейсмических районах с расчетной температурой ниже —40° С Чертежи КМ Серия 1 460 4

3 Стальные конструкции покрытий производственных зданий с применением широкополочных тавров Вып 1 Покрытия пролетами 18 24 30 и 36 м с применением стального профилированного настила для зданий возводимых в несейсмических районах с расчетной температурой —40° С и выше Чертежи КМ Серия 1 460 8

4 Стальные конструкции покрытий производственных зданий с применением замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения Вып 1 (беспрогонное решение) Шифр 5992 КМ

5 Стальные конструкции типа «Плауэн» одноэтажных производственных зданий с применением легких ограждающих конструкций Вып 1 Конструкция типа «Плауэн» для зданий возводимых в несейсмических районах с расчетными температурами —40° С и выше Шифр 10076 КМ

6 Стальные конструкции покрытия типа «Берлин» для одноэтажных производственных зданий с применением стального профилированного настила Вып 1 Конструкции покрытия типа «Берлин» для зданий возводимых в районах с расчетными температурами —40° С и выше Шифр 14168 КМ

7 Структурные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий пролетами 18 и 24 м из прокатных профилей типа ЦНИИСК Чертежи КМ Серия 1 460—6

8 Пространственная решетчатая конструкция из труб типа «Кисловодск» Чертежи КМ Серия 1 466—2

9 Стальные колонны одноэтажных производственных зданий Вып 1 Колонны для зданий высотой 10 8—18 м с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т Чертежи КМ Серия 1 424 4 Вып 2 Колонны для зданий высотой 6—9 6 м для бескрановых зданий зданий с подвесным подъемно транспортным оборудованием грузоподъемностью до 3 2 т или с мостовыми кранами грузоподъемностью до 20 т Чертежи КМ Серия 1 424 4

10 Стальные колонны одноэтажных производственных зданий высотой 4 8—10 8 м с применением в покрытии конструкции типа «Берлин» для районов с расчетной температурой —40° С и выше Шифр 9523 КМ

11 Стальные стойки продольного и торцевого фахверка для одноэтажных производственных зданий с легкими ограждающими конструкциями и применением несущих конструкций типа «Берлин» «Плауэн» и стропильных ферм из труб Шифр 9474 КМ

12 Стальные конструкции фахверка стен производственных зданий с легкими ограждающими конструкциями и покрытиями в виде пространственных решетчатых конструкций Чертежи КМД Шифр 351/10

13 Стальные подкрановые балки Вып 1 Разрезные подкрановые балки пролетами 6 и 12 м под мостовые электрические краны общего назначения грузоподъемностью до 50 т Серия 1 426 1

14 Стальные конструкции путей подвесного транспорта Вып 2 Пути подвесного транспорта для производственных зданий с применением в покрытии стропильных ферм из труб и пространственно стержневых систем типа «Кисловодск» Чертежи КМ Серия 1 426 2

15 Стальные решетчатые прогоны пролетом 12 м Серия 1 462 5

16 Типовые детали каркасов унифицированных одноэтажных промышленных зданий (секций) из легких металлических конструкций Серия 2 420 4 Вып 1 2

17 Типовые детали покрытий унифицированных одноэтажных промышленных зданий (секций) из легких металлических конструкций Рабочие чертежи Серия 2 460 11

18 Инструкция по проектированию зданий из легких металлических конструкций СН 454 76 М 1977

19 Унифицированные одноэтажные промышленные здания (секции из легких металлических конструкций) Серия 400 0 2 Вып 1—4

20 Каталог унифицированных зданий (секций) из легких металлических конструкций Одноэтажные здания Сб 3 01 13/Госстрой СССР М 1974

21 Каталог легких несущих и ограждающих металлических конструкций и комплектующих изделий для промышленных зданий/Главспецлегконструкция Минмонтажспецстроя СССР М 1977

22 Рекомендации по проектированию зданий и сооружений с применением перекрестно стержневых пространственных конструкций типа «Мархи» («Модуль») М 1973

23 Инструкция по сборке монтажу и эксплуатации перекрестно стержневых пространственных покрытий типа «Мархи» Ин 1 73 М 1973

24 Стержни и узловые элементы пространственных конструкций покрытия Технические условия ТУ 400 28 101 75

25 **Кузнецов В В, Нестеров В В** Совре

менное состояние и тенденции развития строительства из легких металлических конструкций. Обзор. М., 1974.
26. Стены производственных зданий из профилированного листа/Ю. Н. Хромец, Г. М. Смилянский. Ю. М. Солюс, А. П. Рудаков, Б. Я. Хоревич. — Пром. стр-во, 1977, № 3.
27. **Хромец Ю. Н.** Здания из легких конструкций и область их применения. — Бюллетень строит. техники, 1977, № 3.
28. **Боброва К. Н., Зезин В. Г.** Экономическая эффективность легких ограждающих конструкций. М., Стройиздат, 1976.
29. Строительство производственных зданий с применением легких несущих и ограждающих конструкций. Сборник тезисов докладов Всесоюз. совещания/Под ред. И. П. Ищенко. М., Стройиздат, 1975.
30. Материалы по легким металлическим конструкциям. Сборник статей/Под ред. Н. П. Мельникова. М., Стройиздат, 1975.
31. Легкие металлические конструкции промышленных зданий. Сборник статей/Под ред. Н. П. Мельникова. М., Стройиздат, 1975.
32. **Троицкий П. Н.** Новые легкие металлические конструкции для одноэтажных производственных зданий. — Пром. стр-во, 1976, № 3.
33. **Шейнфельд В. Н., Куперман П. Ш., Лившиц Л. С.** Сборно-разборные здания из унифицированных легких металлоконструкций полной заводской готовности. — Пром. стр-во, 1975, № 3.
34. Расчет и проектирование легких металлоконструкций. Тезисы докладов научно-технической конференции/ЦНИИпроектстальконструкция. Рига, 1972.
35. **Землеруб В. А.** Легкие металлоконструкции для промышленных зданий. — Бюллетень строит. техники, 1975, № 11.
36. **Скульский В. М.** Производство легких ограждающих конструкций. — Пром. стр-во, 1975, № 11.

ГЛАВА 16. КОНСТРУКЦИИ ИЗ ШИРОКОПОЛОЧНЫХ ДВУТАВРОВ И ТАВРОВ

16.1. ШИРОКОПОЛОЧНЫЕ ДВУТАВРЫ И ТАВРЫ И ИХ ОСОБЕННОСТИ

Широкополочные двутавры прокатывают на универсальных балочных станах, имеющих две пары валков (рис. 16.1). Благодаря этому полки двутавров имеют параллельные грани. На этих станах прокатывают двутавры с нормальными (узкими) полками — нормальные двутавры Б, с уширенными полками — широкополочные двутавры Ш и с широкими полками (ширина полок равна высоте профиля) — колонные двутавры К (рис. 16.2). Продольной разрезкой пополам указанных двутавров получают тавры соответственно: нормальные БТ, широкополочные ШТ и колонные тавры КТ (рис. 16.3). Распространенный в практике термин «широкополочные двутавры» не вполне отражает особенности этих профилей и поэтому в технических условиях ТУ 14-2-24-72 рассматриваемые профили названы «Двутавры и тавры с параллельными гранями полок». Такое название принято и в зарубежных сортаментах, в частности в рекомендациях ИСО R 657/VII. В дальнейшем изложении приняты названия по терминологии ТУ 14-2-24-72. Эти технические условия содержат сортаменты двутавров номинальной высотой 200—1000 мм и номинальной шириной полок 100—400 мм и сортаменты тавров с той же шириной полок и номинальной высотой соответственно 100—500 мм (см. пп. 2.7.3 и 2.7.8 гл. 2).

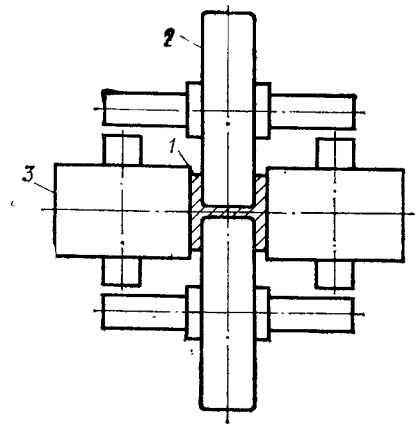


Рис. 16.1. Схема прокатки двутаврового профиля на универсальном балочном стане

1 — прокатываемый профиль; *2* — горизонтальные валки; *3* — вертикальные валки

Так называемые серийные профили — профили одной и той же номинальной высоты, но отличающиеся толщиной стенки и полок — прокатывают без затруднений на универсальном балочном стане путем простой раздвижки валков (см. рис. 16.1). Благодаря этому можно применять по согласованию с заводом-изготовителем профили, имеющие бо́льшую толщину стенок и полок, чем предусмотрено в сортаментах по ТУ 14-2-24-72. Следует иметь в виду, что у всех серийных профилей одной номинальной высоты расстояние между внутренними гранями полок (см. рис. 16.2) имеет постоянный размер. В ТУ 14-2-24-72 принято, что двутавры Ш и К одной номинальной высоты имеют одинаковый размер $h_в$, который на 8—20 мм меньше, чем у двутавров Б той же номинальной высоты.

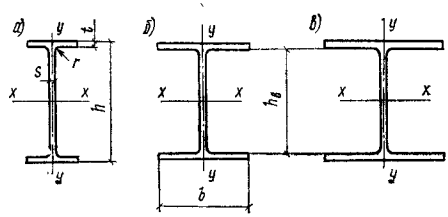


Рис. 16.2. Двутавры с параллельными гранями полок

а — нормальные Б; *б* — широкополочные Ш; *в* — колонные К

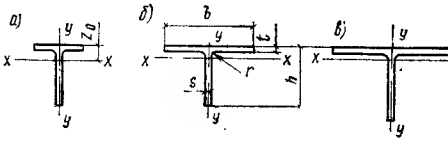


Рис. 16.3. Тавры с параллельными гранями полок

а — нормальные БТ; *б* — широкополочные ШТ; *в* — колонные КТ

В первые годы эксплуатации универсального балочного стана будут поставляться для строительных стальных конструкций профили из стали классов С38/23 и С46/33. В дальнейшем предусмотрена поставка профилей в термообработанном состоянии.

Свесы полок a, определяемые формулой (16.1), всех двутавров Б и Ш, рассчитываемых на изгиб по упругой или пластической стадии работы, а также всех двутавров Б, Ш и К и тавров БТ, ШТ и КТ, используемых в качестве центрально- или внецентренно-сжатых элементов, не превышают пределов, допускаемых СНиП II-В.3-72:

$$a = \frac{b - (2r + s)}{2t}. \qquad (16.1)$$

(обозначения — по рис. 16.2 и 16.3).

Гибкость стенок c, определяемая формулой (16.2), всех двутавров Б и Ш, используемых в качестве изгибаемых элементов без ребер жесткости и рассчитываемых по упругой или пластической стадии работы материала, не превышает пределов, допускаемых СНиП II-В.3-72:

$$c = \frac{h - 2(t + r)}{s}. \qquad (16.2)$$

(обозначения — по рис. 16.2).

Гибкость стенок c всех двутавров K, используемых в качестве центрально- и внецентренно-сжатых элементов, не превышает пределов, допускаемых СНиП II-В.3.72.

Гибкость стенок c двутавров Б и Ш, используемых в качестве центрально- или внецентренно-сжатых элементов, следует проверять по указаниям пп. 6.10, 6.11, 6.13 СНиП II-В.3-72.

Свес стенок $c_{ст}$, определяемый по формуле (16.3), тавров БТ, ШТ и КТ, используемых в качестве центрально- или внецентренно-сжатых элементов, следует проверять по указаниям п. 6.14 СНиП II-В.3-72:

$$c_{ст} = \frac{h - (t + r)}{s}. \qquad (16.3)$$

(обозначения — по рис. 16.3).

Области рационального применения двутавров и тавров с параллельными гранями полок весьма обширны. Общие рекомендации по применению этих профилей в строительных стальных конструкциях приведены в гл. 2 (табл. 2.8 и 2.9).

16.2. КОНСТРУКЦИИ КАРКАСОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ДВУТАВРОВ И ТАВРОВ С ПАРАЛЛЕЛЬНЫМИ ГРАНЯМИ ПОЛОК

Наиболее широко используются двутавры и тавры с параллельными гранями полок в конструкциях каркасов производственных зданий. Ниже изложены только особенности элементов этих конструкций, предопределяемые применением новых для отечественного металлостроительства профилей.

16.2.1. Колонны

Колонны одноэтажных зданий высотой до 8,4 м без кранов или с подвесным подъемно-транспортным оборудованием выполняются из одного двутавра типа Ш (рис. 16.4).

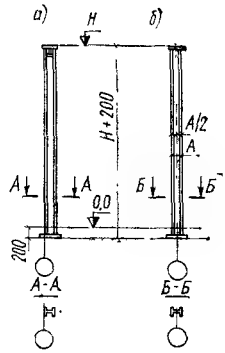


Рис. 16.4. Колонны из одного двутавра для бескрановых зданий

а — крайнего ряда; *б* — среднего ряда

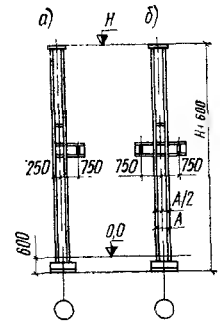


Рис. 16.5. Колонны из одного двутавра для крановых зданий без проходов вдоль подкрановых путей

а — крайнего ряда; *б* — среднего ряда

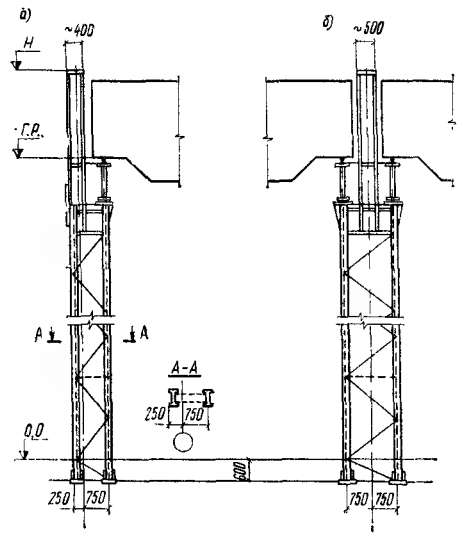


Рис. 16.6. Колонны ступенчатого типа для крановых зданий без проходов вдоль подкрановых путей

а — крайнего ряда; *б* — среднего ряда

Колонны одноэтажных крановых зданий применяются двух типов: постоянного сечения из одного двутавра типа Ш для зданий высотой до 9,6 м при кранах грузоподъемностью до 20 т включительно и при отсутствии проходов вдоль подкрановых путей (рис. 16.5); ступенчатого типа с нижней (покрановой) решетчатой частью, обе ветви которой выполняются из двутавров типа Б, связанных решеткой из уголков и

верхней (надкрановой) частью из одного двутавра типа Ш (рис. 16.6 и 16.7).

Колонны крайних рядов перечисленных выше типов для бескрановых и крановых зданий имеют следующие привязки к разбивочным осям: в бескрановых зданиях вы-

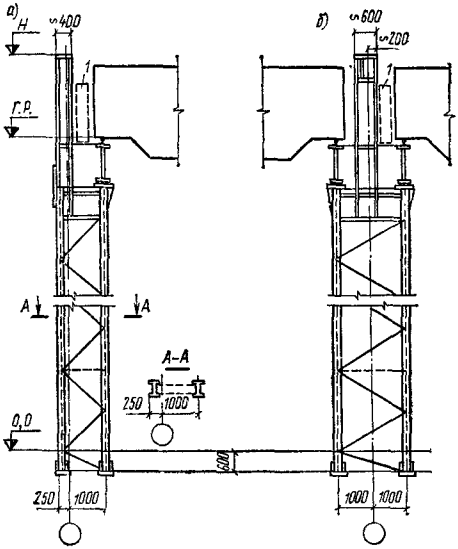


Рис. 16.7. Колонны ступенчатого типа для крановых зданий с проходами вдоль подкрановых путей

а — крайнего ряда; *б* — среднего ряда; *1* — проход

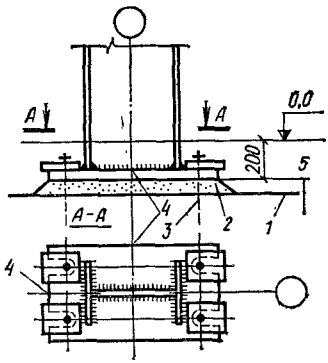


Рис. 16.8. База колонны бескранового здания

1 — верх фундамента; *2* — подливка цементным раствором; *3* — анкерный болт; *4* — установочная риска; *5* — фрезерованная опорная поверхность

сотой до 8,4 м — нулевая привязка (рис. 16.4, *а*); в крановых зданиях с колоннами постоянного сечения и с колоннами ступенчатого типа при кранах грузоподъемностью до 50 т — привязка 250 мм (см. рис. 16,5, *а*, 16.6, *а* и 16.7, *а*).

Для возможности размещения проходов вдоль подкрановых путей вне тела верхней части колонны ширина ее должна быть 400 мм по крайнему ряду (рис. 16.7, *а*) и около 600 мм по среднему ряду колонн. При этом верхняя часть колонны среднего ряда располагается асимметрично относительно разбивочной оси с тем, чтобы организовать проход с одной стороны колонны (рис. 16.7, *б*).

Базы колонн с применением двутавров с параллельными гранями полок выполняются, как и при традиционных конструктив-

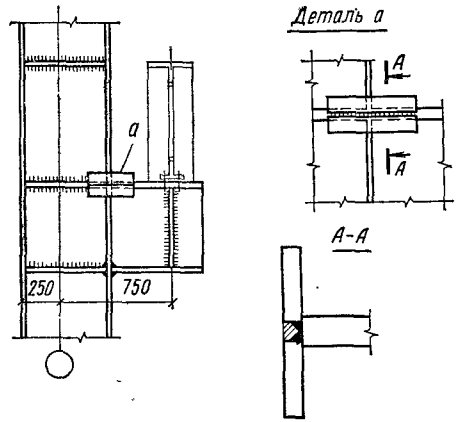


Рис. 16.9. Узел опирания подкрановой балки на колонну постоянного сечения (из одного двутавра)

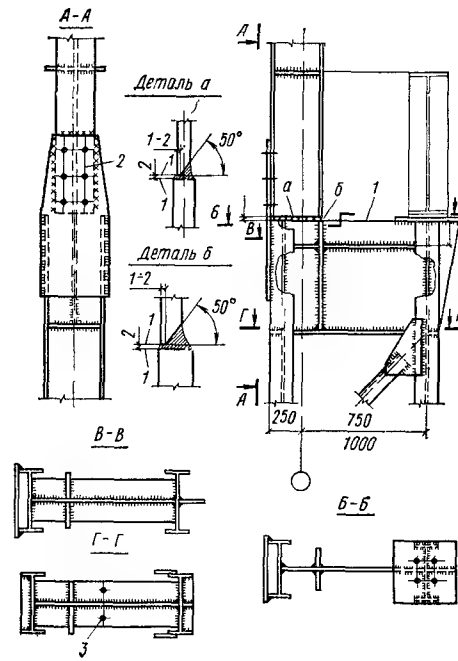


Рис. 16.10. Сопряжение надкрановой и подкрановой частей ступенчатой колонны крайнего ряда

1 — фрезерованные поверхности; *2* — отверстия для сборки монтажного стыка, сверленные по кондуктору; *3* — отверстия для крепления монтажных расчалок

ных решениях, с опиранием на заранее установленные, выверенные и подлитые опорные плиты. Исключение составляют колонны легких зданий без мостовых кранов или с подвесными кранами. Для них опорная пли-

та является базой колонны (рис. 16.8). В легких зданиях с кранами грузоподъемностью до 20 т и без проходов вдоль подкрановых путей подкрановые балки опираются на консоли, выполняемые из того же двутавра, что и стержень колонны (рис. 16.9). Чтобы предотвратить возможное расслоение полок стержня колонны, в растянутой зоне подкрановой консоли рекомендуется при больших толщинах полок устанавливать дополнительные детали (деталь *а* на рис. 16.9). Размеры этих деталей и швы их прикрепления должны быть приняты из условия восприятия полного усилия, возникающего в растянутой полке консоли.

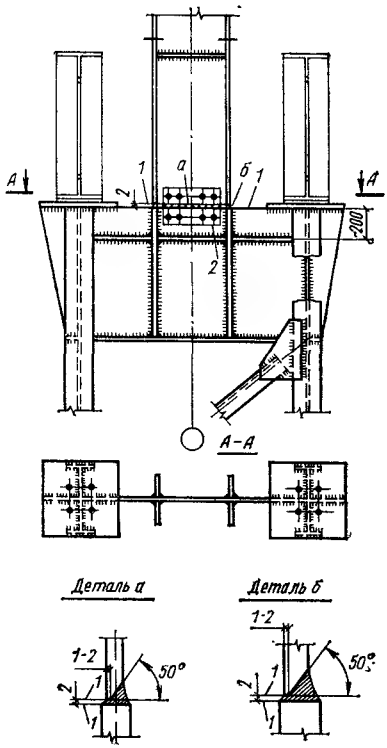


Рис. 16.11. Сопряжение надкрановой и подкрановой частей ступенчатой колонны среднего ряда

1 — фрезерованные поверхности; *2* — шаблон для сборки монтажного стыка

Сопряжение надкрановой части с подкрановой частью колонн ступенчатого типа совмещается, как правило, с монтажным стыком. Универсальному решению этого узла отвечает использование сварной составной траверсы, вертикальный лист которой имеет фрезерованную поверхность (рис. 16.10 и 16.11). Для удобства организации стыка верхняя горизонтальная диафрагма (сеч. *В—В* на рис. 16.10) опускается примерно на 200 мм. Для сборки колонны на монтаже в стыковой накладке, приваренной к подкрановой части колонн крайнего ряда, и в полке двутавра надкрановой части предусмотрены отверстия для болтов, просверленные по кондукторам (поз. *2* на рис. 16.10). Для сборки колонн среднего ряда предусмотрен специальный съемный шаблон (поз. *2* на рис. 16.11) с просверленными по кондукторам отверстиями для болтов. В стенке двутавра надкрановой части и вертикальном листе траверсы также просверлены отверстия по кондуктору. Верхние торцы вертикальных ребер и торцы двутавров

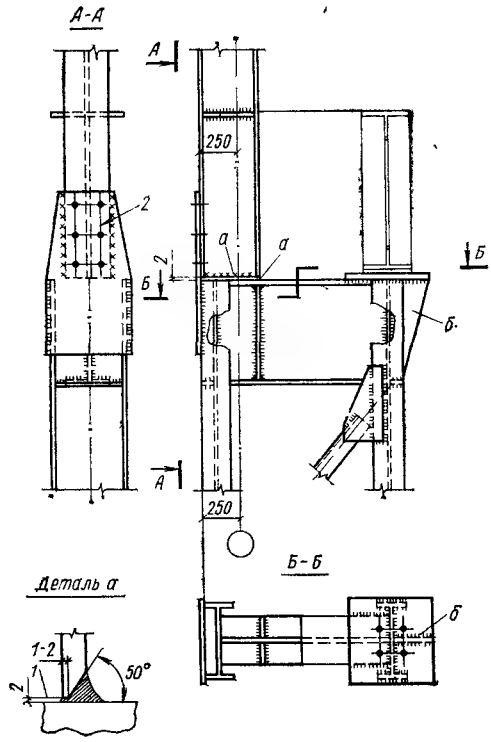


Рис. 16.12. Вариант сопряжения надкрановой и подкрановой частей ступенчатой колонны крайнего ряда

1 — фрезерованный торец колонны; *2* — отверстия для сборки монтажного стыка, сверленные по кондуктору

надкрановых частей должны иметь фрезерованные поверхности (детали *а* и *б* на рис. 16.10 и 16.11). Возможен также вариант сопряжения надкрановой части колонн с подкрановой частью с помощью траверсы из двутавра Ш высотой 600—1000 мм (рис. 16.12 и 16.13). При реализации этого варианта в чертежах КМ и КМД должно быть указано о необходимости проверки качества каждой траверсы на отсутствие расслоя в верхней полке двутавра. Сборка и сварка монтажного стыка колонн крайнего ряда (см. рис. 16.12) осуществляется так же, как в варианте со сварной траверсой. Сборка колонн среднего ряда осуществляется при помощи съемных шаблонов из уголков (деталь *в* на рис. 16.13), в которых просверлены отверстия для сборочных болтов по кондукторам. В полках надкрановой части и в верхней полке траверсы также просверливаются отверстия по кондукторам. Торцы надкрановых частей и ветвей подкрановых частей, а также верхние торцы ребер *б* (см.

рис. 16 12 и 16 13) должны иметь фрезерованные поверхности.

Решения оголовков колонн имеют различные конструктивные особенности. Приведенные ниже конструктивные предложения разработаны применительно к типовым конструкциям покрытий с шарнирным сопряжением стропильных ферм с колоннами. В бескрановых зданиях и в зданиях с подвесным подъемно-транспортным оборудованием с нулевой привязкой колонн крайних рядов оголовок колонны решается, как показано на рис. 16.14. Торец колонны фрезерованный. Ребра *а* и их прикрепление должны быть рассчитаны на восприятие опорного давления стропильной фермы. Оголовок колонн крайнего ряда крановых зданий (рис. 16.15) приходится уширять приваркой детали *а* к внутренней полке двутавра надкрановой части колонны, поскольку ширина опорной стойки типовой стропильной фермы 450 мм, а номинальная ширина (высота профиля) двутавра колонны 400 мм. Для колонн средних рядов крановых зданий, не имеющих проходов вдоль подкрановых путей, надкрановая часть колонны выполняется из двутавра Ш номинальной высотой 500 мм, и в этом случае нет нужды в дополнительных вертикальных ребрах (рис. 16.16). Оголовки колонн крановых зданий с проходами вдоль подкрановых путей имеют дополнительные ребра *а* (рис. 16.17), располагаемые под опорными ребрами стропильных ферм. Если на оголовок колонны

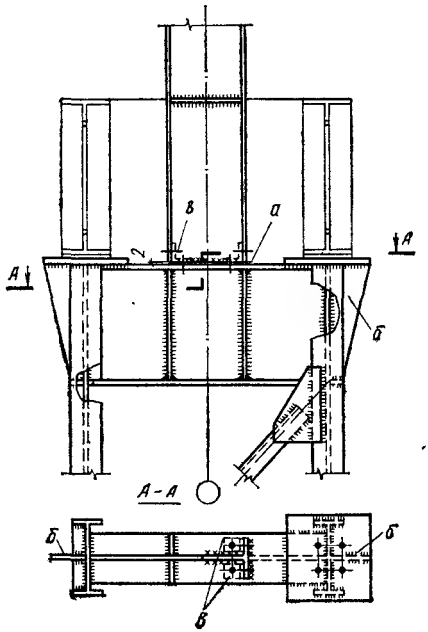


Рис. 16.13. Вариант сопряжения надкрановой и подкрановой частей ступенчатой колонны среднего ряда

деталь *а* — по рис 16.12; *в* — съемный шаблон из уголка для сборки монтажного стыка

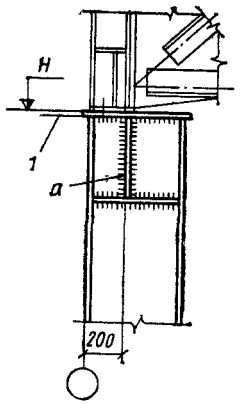


Рис. 16.14. Оголовок колонны крайнего ряда бескранового здания при нулевой привязке

1 — фрезерованная поверхность

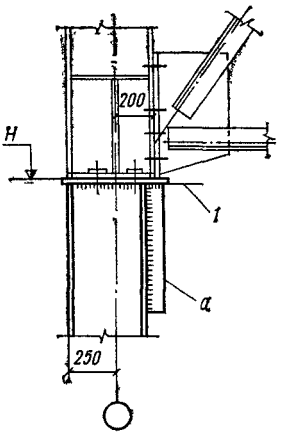


Рис. 16.15. Оголовок колонны крайнего ряда кранового здания

1 — фрезерованная поверхность

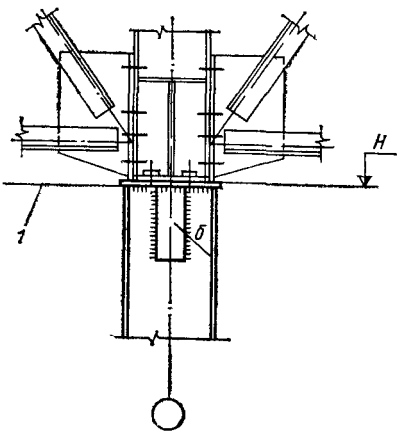


Рис. 16.16. Оголовок колонны среднего ряда кранового здания при отсутствии проходов вдоль подкрановых путей

1 — фрезерованная поверхность

опираются подстропильные фермы, следует проверить местные напряжения в стенке оголовка. В случае необходимости стенку усиливают приваркой деталей *б* (рис. 16.16 и 16.17). Во всех оголовках колонн торцы верхушек и деталей *а* и *б* следует фрезеровать.

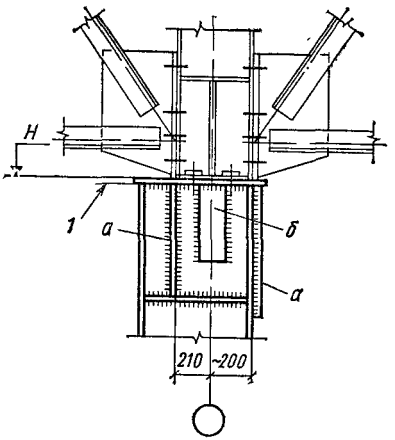


Рис. 16.17. Оголовок колонны среднего ряда кранового здания с проходами вдоль подкрановых путей

1 — фрезерованная поверхность

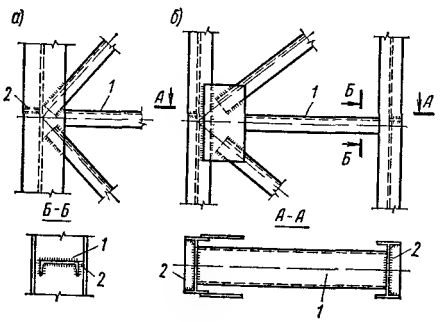


Рис. 16.18. Детали решетки подкрановой части ступенчатой колонны

а — крепление элементов решетки без фасонок; *б* — крепление раскосов решетки на фасонках

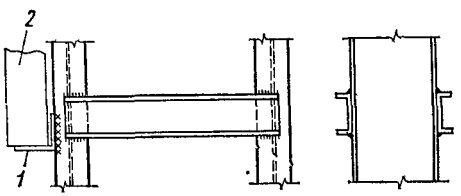


Рис. 16.19. Крепление деталей опирания тяжелых стеновых панелей к подкрановой части ступенчатой колонны крайнего ряда

1 — опорная консоль; *2* — стеновая панель

В подкрановых частях ступенчатых колонн крановых зданий (рис. 16.6 и 16.7) решетка выполняется из уголков по треугольной схеме. Раскосы решетки, как правило, привариваются непосредственно к внутренней грани полок ветвей (рис. 16.18, *а*). В случае больших размеров раскосов и невозможности их надежного размещения на полках двутавровых ветвей применяют узловые фасонки (рис. 16.18, *б*). Диафрагмы в этих колоннах рекомендуется выполнять из швеллеров, расположенных плашмя и привариваемых только к стенкам двутавровых ветвей, и из ребер, привариваемых к полкам и стенкам двутавров (детали *1* и *2*).

В узлах крепления опорных столиков, несущих тяжелые (железобетонные) стеновые панели, рекомендуется устанавливать парные швеллеры (рис. 16.19) во избежание значительных изгибных напряжений в наружной ветви колонны.

16.2.2. Подкрановые балки

Наиболее рациональным сечением сварной подкрановой балки является двутавр с поясами из тавров со стенкой-вставкой из полосы (рис. 16.20). Такие сечения бывают

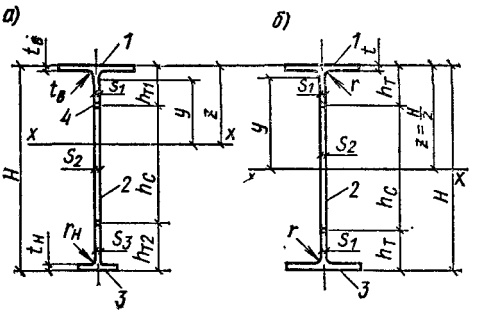


Рис. 16.20. Типы поперечных сечений подкрановых балок

а — асимметричное сечение с развитым верхним поясом; *б* — симметричное сечение; *1* — верхний пояс из тавра КТ; *2* — стенка-вставка из полосы; *3* — нижний пояс из тавра КТ или БТ; *4* — шов встык

симметричными и асимметричными. Для подкрановых балок пролетом 12 м устанавливаются тормозные фермы, благодаря чему дополнительные напряжения в верхнем поясе подкрановой балки от тормозных и боковых воздействий кранов невелики. В связи с этим подкрановые балки пролетом 12 м проектируют симметричного сечения (рис. 16.20, *б*). Это решение наиболее технологично. При пролетах 6 м усилия от торможения и боковых воздействий воспринимаются непосредственно верхним поясом подкрановой балки из-за отсутствия специальных тормозных устройств. В этом случае наиболее рационально асимметричное сечение (рис. 16.20, *а*) с развитым верхним поясом. Для обоих поясов балок симметричного сечения, а также для верхнего пояса асимметричного двутавра используют колонные тавры КТ. Для нижнего пояса асимметричного двутавра применяют либо колонные тавры КТ, либо нормальные тавры БТ. Последние можно использовать только при ширине полки не менее 200 мм, т. е. не менее нормального тавра 25БТ1. Минималь-

ная ширина верхнего пояса подкрановых балок при применении железнодорожных рельсов типа Р43 — 260 мм, а при применении крановых рельсов типа КР: в зданиях с проходами вдоль подкрановых путей — 400 мм, при отсутствии проходов — 350 мм.

Сечения подкрановых балок могут быть скомпонованы либо из одной марки стали класса С38/23 или С46/33, либо из двух марок стали: пояса из стали класса С46/33, а стенка-вставка из стали класса С38/23.

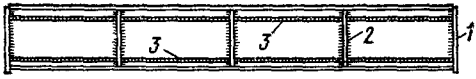


Рис. 16.21. Подкрановая балка пролетом 6 м

1 — опорное ребро; *2* — ребра жесткости; *3* — шов встык

Общая компоновка подкрановой балки с поясами из тавров (рис. 16.21) практически не отличается от сварных балок из трех листов. При этом для удобства крепления ребер жесткости прямоугольной формы (без вырезов) рекомендуется компоновать сечения балок так, чтобы разность в толщинах стенок тавров и стенки-вставки были не более 2—3 мм.

Проверку устойчивости стенок выполняют в соответствии с указаниями пп. 6.2; 6.4; 6.5 СНиП II-В.3-72 с учетом приведенных ниже рекомендаций. При определении по п. 6.2 напряжений σ, τ значения y, $h_{ст}$, δ (см. рис. 16.20) принимают по формуле

$$\left.\begin{aligned} &y = z - (t_в + r_в); \\ &h_{ст}\,\delta = h_{т1}\,s_1 + h_с\,s_2 + h_{т2}\,s_3 \\ &\text{(см. рис. 16.20, } a); \\ &h_{ст}\,\delta = 2h_т\,s_1 + h_с\,s_2 \\ &\text{(см. рис. 16.20, } б). \end{aligned}\right\} \quad (16.4)$$

Значения $\sigma_м$, σ_0, τ_0, γ, $\sigma_{м0}$ определяют с учетом данных табл. 16.1.

Подкрановые балки пролетом 6 м под краны грузоподъемностью до 20 т включительно рекомендуется компоновать без ребер жесткости при условии, что $y/s \leqslant 35\sqrt{210/R}$ (R — в МПа), и без проверки устойчивости стенки согласно приведенным выше рекомендациям.

Таблица 16.1. **Значения геометрических параметров в формулах проверки устойчивости стенок**

СНиП II-В.3-72		Рекомендуется принимать (обозначения по рис. 16. 20)
формула	обозначение параметра	
(12), (34), (36), (38), (39)	δ	s_1
(34), (39)	h_0	$2y$
(35)	δ	$h_{ст}\,\delta/H$ [$h_{ст}\,\delta$ по формуле (16.4)]
(35)	d	$H-(t_в+r_в+t_н+r_н)$
(36)	h_0	H

16.2.3. Стропильные и подстропильные фермы

Весьма обширной и рациональной областью применения двутавров и тавров с параллельными гранями полок являются стропильные и подстропильные фермы. Рекомендуемые основные сечения элементов: пояса

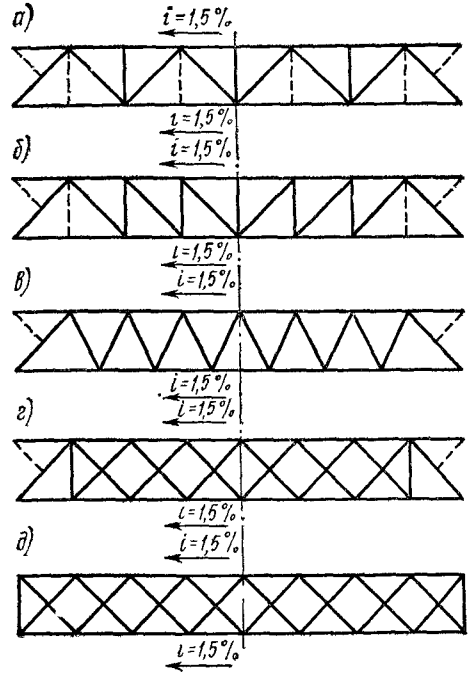


Рис. 16.22. Стропильные фермы

а — треугольная решетка с дополнительными стойками (типовая схема); *б* — раскосная решетка; *в* — треугольная решетка; *г* — перекрестная решетка со сжатыми опорными раскосами, *д* — перекрестная решетка

стропильных и подстропильных ферм — широкополочные тавры ШТ; опорные стойки стропильных ферм — нормальные двутавры Б; промежуточные стойки подстропильных ферм — широкополочные двутавры Ш (как правило, I 35Ш); решетка ферм — горячекатаные равнополочные уголки или нормальные и широкополочные тавры БТ и ШТ.

Простейшим решением является использование типовой схемы (рис. 16.22, *а*) с решеткой из парных уголков. Опытная партия ферм пролетами 24 и 30 м с поясами из тавров ШТ и КТ была применена в реальных объектах. Экспериментальные исследования отдельных экземпляров ферм из этой опытной партии показали достаточные запасы прочности и устойчивости этих конструкций.

Таблица 16.2. Сопоставление показателей, %, стропильных ферм пролетом 24 м, высотой 3,15 м под нагрузку 47 кН/м с поясами из тавров и решеткой из одиночных уголков

Показатель	Ферма по схеме (см. рис. 16.22)			
	*а**	*б*	*в*	*г*
Вес фермы	103 (101)	104	106	100
Стоимость фермы	108 (106)	104	106	100
Число деталей	104 (167)	104	97	100
Длина сварных швов	102 (165)	102	92	100

* В скобках показатели для фермы с решеткой из парных уголков.

Типовая схема решетки имеет, однако, существенный недостаток: необходимо устройство узловых уширений (фасонок) во всех узлах, кроме узлов присоединения одиночных стоек к поясам. Исключить узловые уширения (кроме опорных узлов) можно, если решетку выполнить из одиночных уголков или тавров и когда в узле сходится не более двух элементов решетки. На рис. 16.22 представлены варианты таких ферм. В схемах *а—г* опорные раскосы и в схеме *д* опорные стойки выполнены из парных уголков; все остальные элементы решетки — из одиночных уголков или тавров, размещаемых по обе стороны стенки поясных тавров. В узлах крепления опорных раскосов и стоек, а также в узлах нижнего пояса схемы *а* есть узловые уширения. Во всех остальных узлах элементы решетки крепятся непосредственно к стенке поясных тавров. Сопоставление показателей стропильных ферм по схемам рис. 16.22 приведено в табл. 16 2. В этих фермах пояса — из тавров ШТ из стали класса С46/33, решетка — из равнополочных уголков по ГОСТ 8509—72 и из стали класса С38/23.

Наиболее экономичной по расходу стали и по стоимости является ферма с перекрестной решеткой. По числу деталей и длине сварных швов эта ферма превосходит сопоставляемые варианты и особенно типовую схему с решеткой из парных уголков. Сравнение фермы с перекрестной решеткой с типовой фермой, выполненной целиком из парных уголков (серия 1.460-4, вып. 1), приведено в табл. 16.3.

Ферма с перекрестной решеткой превосходит типовую ферму из уголков по всем показателям. Стоимость фермы снижается благодаря меньшему весу фермы с перекрестной решеткой и благодаря существенному уменьшению трудоемкости ее изготовления. В действительности вес и стоимость типовой фермы на 3—7% выше принятой для сравнения. Дело в том, что, согласно указаниям серии 1.460-4, вып. 1, при сжимающих усилиях в нижнем поясе, которые возникают в ферме как в ригеле поперечной рамы вследствие воздействия крановых и ветровых нагрузок, необходима установка дополнительных подвесок (на рис. 16.22, *а* показаны пунктиром). При сравнительно малой собственной массе покрытия и отсутствии на нем снега появление сжимающих усилий в нижнем поясе ферм крановых зданий весьма распространенный расчетный случай. Фермы с перекрестной решеткой лишены этого недостатка, поскольку длина панели нижнего пояса равна 3 м, как и панели верхнего пояса. Возможности решения узлов без узловых уширений из всех рассмотренных вариантов (рис. 16.22) лучше всего отвечает перекрестная схема благодаря существенно меньшим усилиям в элементах решетки. Схема с перекрестной решеткой представлена в двух вариантах (рис. 16.22, *г, д*). В первом сохраняется типовая схема сопряжения ферм с колоннами и опорными стойками — надколонниками. Схема *д* имеет более законченный вид благодаря введению опорных стоек, но требует усложнения опорных креплений к надколонникам, поскольку необходимо обеспечить свободу перемещения верхнего опорного узла вдоль пояса фермы и одновременно передать половину вертикального опорного давления фермы.

Для широкого внедрения рациональных схем ферм с решеткой из одиночных уголков необходима разработка методики расчета на устойчивость одиночных сжатых уголков на основе проводимых экспериментальных исследований. Имеющиеся в СНиП II-В.3-72 указания о введении коэффициента условий работы 0,75 при расчете сжатых элементов из одиночных уголков, прикрепленных одной полкой, не всегда приводят к достоверным результатам. Типовые фермы с поясами из тавров разработаны с решеткой из парных уголков по схеме *а* (см. рис. 16.22).

Подстропильные фермы при наиболее распространенном пролете 12 м решаются по треугольной схеме (рис. 16.23). При больших пролетах рекомендуются подстропильные фермы с параллельными поясами и с решеткой по треугольной схеме с дополнительными стойками, к которым прикрепляются стропильные фермы. Стойки, как и в подстропильных фермах пролетом 12 м, выполняются из двутавров Ш.

Конструктивное решение узлов стропильных ферм с решеткой из парных уголков разработано применительно к установившейся технологии изготовления этих конструкций. Только вместо обычно применяемого копира сборка осуществляется либо в кондукторе, либо по фиксаторам и упорам, установленным на стеллаже. При изготовлении опытной партии ферм в процессе сборки приваривали узловые уширения к стенкам тавров до установки верхних

Таблица 16.3. Сопоставление показателей, %, стропильных ферм пролетом 24 м, высотой 3,15 м под нагрузку 47 кН/м

Показатель	Ферма по схеме *г* (см. рис. 16.22)	Типовая ферма из парных уголков
Вес фермы	90	100
Стоимость фермы	83	100
Число деталей	45	100
Длина сварных швов	40	100
Трудозатраты на изготовление фермы	55	100

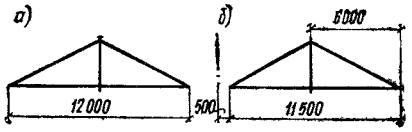


Рис. 16.23. Подстропильные фермы пролетом 12 м

а — рядовая ферма; *б* — ферма у торца здания или у температурного шва

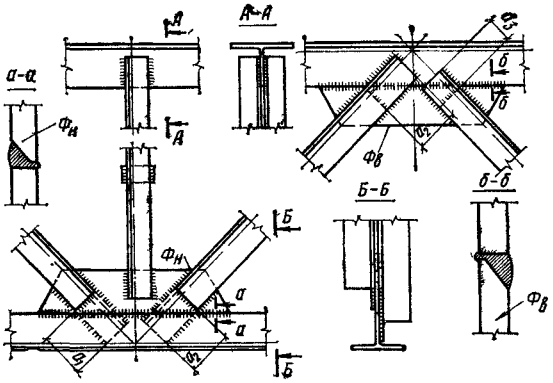


Рис. 16.24. Узлы стропильной фермы с решеткой из парных уголков

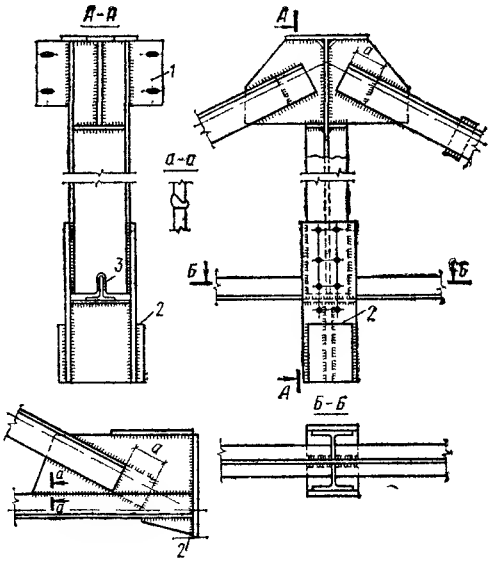


Рис. 16.25. Узлы подстропильной фермы

1 — овальные отверстия для крепления верхних узлов стропильных ферм; *2* — строганая поверхность; *3* — вырез в стенке стойки для пропуска нижнего пояса

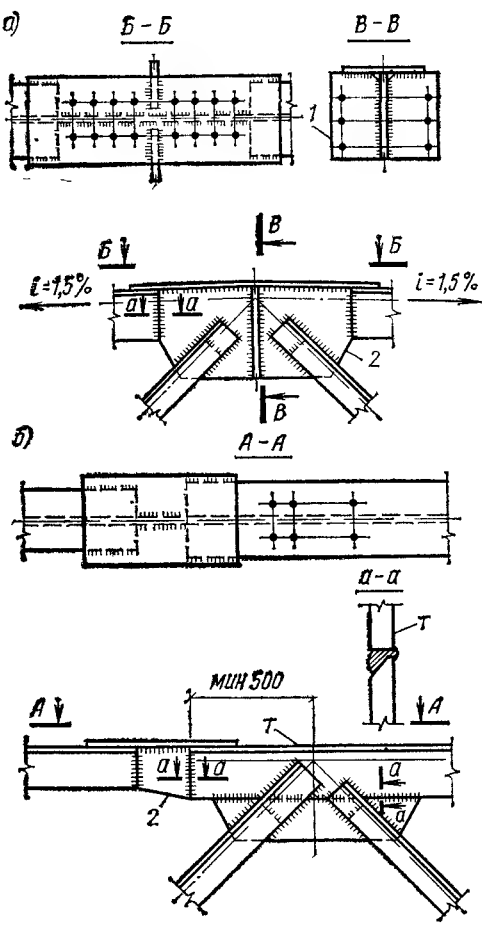


Рис. 16.26. Заводские стыки ферм

а — в середине фермы; *б* — в месте перемены сечения пояса; *1* — фасонки для крепления связей; *2* — узловая фасонка или стыковая вставка

уголков решетки. С этой целью кромка узловой фасонки имела скос, чтобы можно было осуществить приварку встык фасонки к кромке стенки поясного тавра. При этом швы выполнялись без наплыва, заподлицо с плоскостью фасонки, чтобы не препятствовать последующему наложению верхних уголков решетки. Такое решение обеспечивало надежную приварку всех деталей в узлах ферм, но требовало наложения части сварных швов на участке сборки фермы. Для полного расчленения операций по сборке и сварке ферм узлы решаются, как показано на рис. 16.24, применительно к типовой схеме ферм (см. рис. 16.22, *а*) с решеткой из парных уголков. Концы уголков раскосов смещаются вдоль оси раскоса одни относительно другого (на расстояние a_1, a_2, a_3) так, чтобы в одном узле (например, верхнего пояса) верхние уголки прикрепля-

лись и к стенке поясного тавра и к узловой фасонке, а в узле нижнего пояса — только к узловой фасонке.

Узловые фасонки имеют скосы (разделки) кромок, которые располагаются соответственно кверху разделкой в нижнем узле и книзу разделкой в верхнем узле (сеч. *а—а* и *б—б* на рис. 16.24).

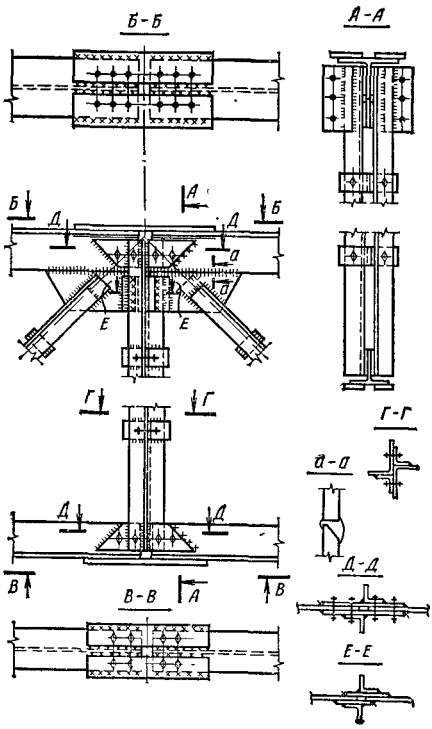


Рис. 16.27. Монтажные стыки ферм

После сборки отправочной марки фермы все детали сваривают с одной стороны и после кантовки с другой стороны. При этом стыковые швы фасонок в сопряжении со стенкой поясных тавров заваривают полностью по всей длине сопряжения со стороны разделанной кромки, а с противоположной стороны подваривают стыковой шов на участках свободных от уголков раскосов. Там, где уголки раскосов прикрепляются к стенке тавров и к узловым фасонкам, сварку стыковых швов производят как на остающейся подкладке.

Узлы подстропильных ферм (рис. 16.25) выполняются с соблюдением изложенных выше положений. Концы уголков раскосов взаимно смещаются так, чтобы можно было полностью собрать ферму, не приваривая узловые фасонки к стенке нижнего таврового пояса на участке сборки фермы. На среднюю стойку подстропильной фермы опираются сверху прогоны ендовы, располагаемые вдоль продольных разбивочных осей. Средняя стойка фермы — комбинированной конструкции. Верхняя ее часть до нижнего пояса выполняется из двутавра Ш (как правило, 35Ш), а нижняя часть, на которую опираются стропильные фермы, сваривается из трех листов. При этом поясные листы нижней части стыкуются внахлестку с полками верхнего двутавра. Стропильная ферма опирается на столики, имеющие строганую опорную поверхность.

Заводские стыки стропильных ферм (рис. 16.26) решаются при помощи вертикальных листовых вставок и горизонтальных накладок. Монтажные стыки стропильных ферм осуществляются (рис. 16.27) при помощи парных вертикальных накладок, с одной стороны привариваемых к полуфермам на заводе, а с другой стороны — на монтаже, и горизонтальных накладок, полностью приваариваемых на монтаже; средняя стойка фермы выполняется из двух уголков крестового сечения. Благодаря этому получаются совершенно одинаковые полуфермы. Уголки средней стойки соединяются между собой на болтах (сеч. *Г—Г* на рис. 16.27). По аналогии с показанными сварными монтажными стыками ферм возможно их решение на болтах.

Узловые уширения и стыковые накладки рекомендуется выполнять из стали того же класса, что и пояса, как правило, из стали класса С46/33. В местах прикрепления растянутых элементов решетки узловые уширения и участки стенок поясов следует проверять расчетом на выкалывание.

16.2.4. Конструкции из сквозных (перфорированных) двутавров

Сквозной двутавр или двутавр со сквозной (несплошной) стенкой образуется роспуском (разрезкой) по зигзагообразной линии его стенки с последующей сваркой встык частей двутавров по выступающим кромкам разрезанной стенки (рис. 16.28). В технической литературе встречается также термин «развитый двутавр», поскольку высота сквозного двутавра в 1,3—1,5 раза больше высоты исходного двутавра. Бытует еще термин «балка с перфорированной стенкой», а в зарубежной литературе эти двутавры называются «honecomb» (сотовые) по шестиугольной форме вырезов в стенке готовой балки. В нашей практике наиболее распространенным является термин «сквозной двутавр».

Экономичность сквозных двутавров предопределяется тем, что высота их до 1,5 раза больше высоты исходного двутавра. В зарубежной практике применяются сквозные двутавры еще большей высоты благодаря раздвижке разрезанных по зигзагу частей двутавров и вставке между ними плоских прямоугольных деталей. Образованные таким способом сквозные двутавры имеют восьмиугольные отверстия в стенке.

Несущая способность сквозных двутавров в 1,3—1,5 раза превышает несущую способность исходных двутавров. Моменты инерции сквозных двутавров в 1,5—2 раза больше моментов инерции исходных двутавров. Эти качества сквозных двутавров в сочетании с их компактностью, высокой степенью транспортабельности и приспособленностью к автоматизированному изготовлению делают их конкурентоспособными даже в сопоставлении с решетчатыми кон-

струкциями. Некоторые зарубежные фирмы изготовляют сквозные двутавры для балок покрытий и перекрытий пролетом до 36 м.

Компоновка сквозных двутавров имеет ряд особенностей. Во-первых, необходимо использовать заготовку — исходный двутавр, как правило, полностью, без отходов.

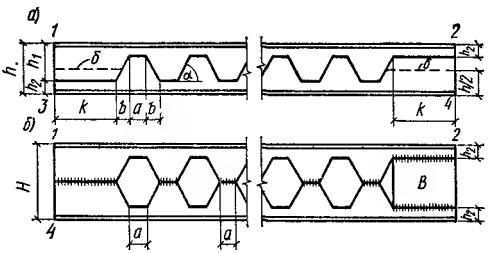


Рис. 16.28. Компоновка сквозного двутавра

а — схема роспуска исходного двутавра (заготовки); *б* — схема готового сквозного двутавра; *в* — вставка из полосы

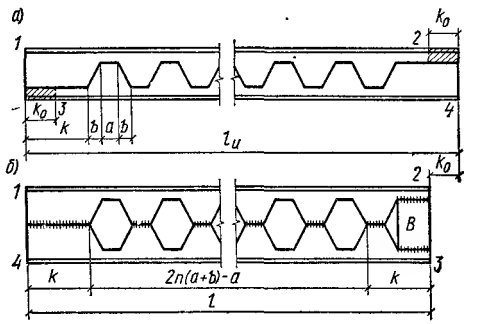


Рис. 16.29. Компоновка сквозного двутавра с симметричным относительно середины двутавра расположением отверстий в стенке

а — схема роспуска исходного двутавра (заштрихована отрезаемая часть заготовки); *б* — схема готового сквозного двутавра

С этой целью роспуск исходного двутавра производят по схеме рис. 16.28, *а*. При этом рекомендуется соблюдение следующих зависимостей:

$$\left.\begin{aligned} &h_1 = (0{,}60\cdots0{,}75)\,h,\\ &a \geqslant 90 \text{ мм},\\ &k \geqslant 250 \text{ мм}\\ &\alpha = 40\cdots70^\circ. \end{aligned}\right\} \qquad (16.5)$$

Рисунок линии роспуска исходного двутавра может быть симметричным относительно середины двутавра и несимметричным. Во втором случае (рис. 16.28, *а*) все сквозные двутавры получаются одного типа (рис. 16.28, *б*) со вставкой *B* на одном конце. При симметричном рисунке сквозные двутавры получаются двух типов: без вставок, т. е. оба конца оформляются как левый конец двутавра, и со вставками на обоих концах—как правый конец двутавра (см. рис. 16.28, *б*). Приведенная на рис. 16.28 компоновка сквозных двутавров применима при равномерно распределенной нагрузке. В случае сосредоточенных регулярно расположенных грузов (например, прогоны покрытия, продольные ребра железобетонных плит) рекомендуется компоновка сквозного двутавра по типу рис. 16.29. Эта компоновка исходит из условия, что положение сплошных участков стенки сквозного двутавра должно совпадать с положением со-

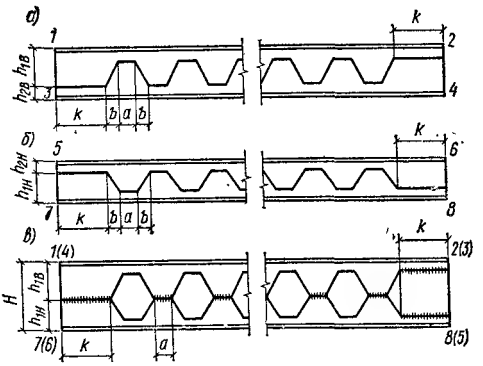


Рис. 16.30. Компоновка бистального сквозного двутавра

а, *б* — схемы роспуска исходного двутавра соответственно для верхнего и нижнего пояса; *в* — схема готового бистального сквозного двутавра

средоточенных грузов. При этом неизбежна потеря части исходных двутавров (заштрихованные участки на рис. 16.29, *а*). Длина заготовки исходного двутавра

$$l_и = 2n\,(a + b) + 2k + b, \qquad (16.6)$$

где n — число отверстий в сквозной балке.

Длина отрезаемой части заготовки

$$k_0 = a + b. \qquad (16.7)$$

Двутавры с параллельными гранями полок по ТУ 14-2-24-72 будут прокатывать из стали классов С38/23 и С46/33. Исходя из этого сквозные двутавры можно будет компоновать целиком из стали одного класса С38/23 или С46/33 (моностальные) или бистальные — по типу, разработанному в ЦНИИпроектстальконструкции (Авторское свидетельство № 391245), из стали классов С38/23 и С46/33. Компоновка бистального сквозного двутавра показана на рис. 16.30.

При компоновке сквозных двутавров необходим учет еще некоторых особенностей. Экономичность сквозных двутавров в значительной мере определяется отсутствием ребер жесткости. Для этого необходимо соблюдение условия

$$\frac{h_{ст.1}}{s_в} \leqslant 35\sqrt{\frac{210}{R}} \qquad (16.8)$$

и при этом должна быть обеспечена также устойчивость стенки верхнего (сжатого) тавра:

$$\frac{h_{ст.2}}{s_в} < c_y\eta, \qquad (16.9)$$

где $h_{ст\,1}$ — высота плоской части сжатого участка стенки; $h_{ст.1} = z - (t_в + r_в)$, R — расчетное сопротивление изгибу, МПа; $h_{ст\,2}$ —

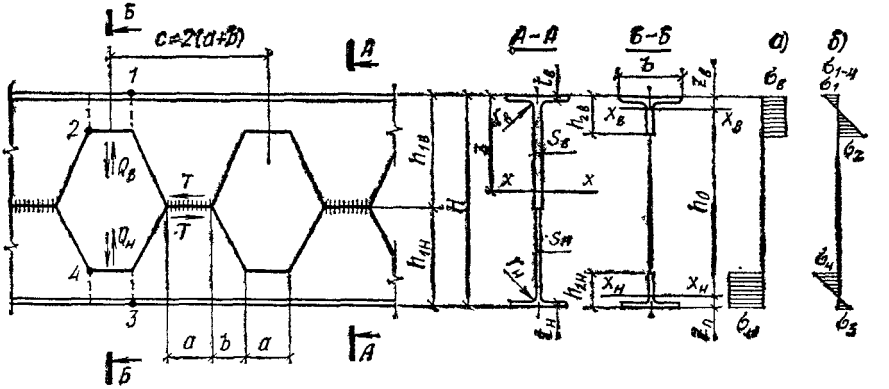


Рис. 16.31. К расчету бистального сквозного двутавра

а — эпюра напряжений в сечении *Б—Б*; *б* — эпюра напряжений в углах отверстия от местного изгиба

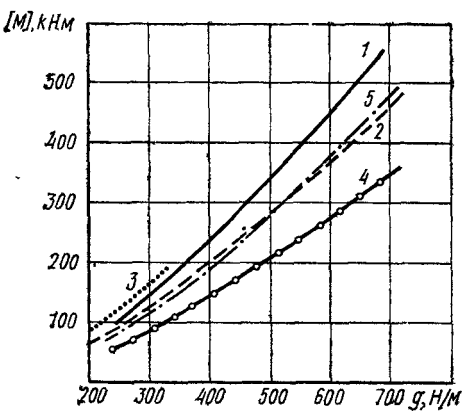


Рис. 16.32. Зависимость [*M*]—*g*

1 — бистальные сквозные двутавры; *2*, *3* — сквозные двутавры из стали класса соответственно С38/23 и С46/33; *4*, *5* — двутавры Б1 по ТУ 14-2-24-72 из стали класса соответственно С38/23 и С46/33

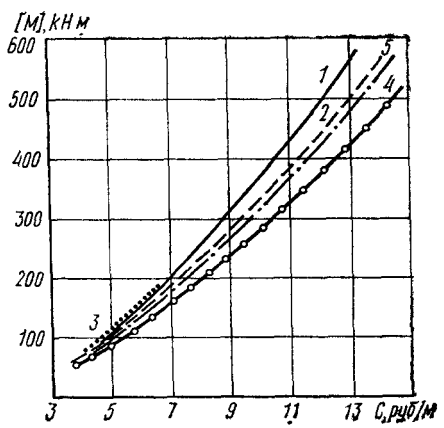


Рис. 16.33. Зависимость [*M*]—*C*

1 — бистальные сквозные двутавры; *2*, *3* — сквозные двутавры из стали соответственно С38/23 и С46/33; *4*, *5* — двутавры Б1 по ТУ 14-2-24-72 из стали класса соответственно С38/23 и С46/33

высота плоской части стенки сжатого тавра, $h_{ст.2}=h_{2в}-(t_в+r_в)$; $c_y=14$ и 12 соответственно для стали класса С38/23 и С46/33;

$$\eta = 1+0,25\sqrt{2-\frac{b}{h_{ст.2}}}\,;\ 1 \leqslant \frac{b}{h_{ст.2}} \leqslant 2$$

(см. п. 6.14 СНиП II-В.3-72); $s_в$, z, $t_в$, $r_в$, $h_{2в}$, b обозначены на рис. 16.31.

С учетом этого максимальная полная высота плоской части стенки исходного двутавра ($h_{ст\ макс}$) для изготовления моностального сквозного двутавра определится так: принимая $\eta_{макс}=1,25$, получим:

$$h_{ст\ макс} = \begin{cases} 52\,s_в & \text{— для стали класса С38/23;} \\ 45\,s_в & \text{— для стали класса С46/33.} \end{cases}$$

По этим данным моностальные сквозные двутавры из стали класса С46/33 могут быть изготовлены из двутавров Б не выше двутавра 30Б, а из стали класса С38/23 могут быть использованы все двутавры Б, кроме 70Б1, 70Б2, 80Б1, 80Б2, 90Б1, 90Б2 и 100Б1—100Б3. Для бистальных сквозных двутавров могут быть использованы почти все двутавры Б, за небольшим исключением.

Сопоставления сквозных и горячекатаных (исходных) двутавров по расходу стали представлены на графике зависимости [M]—*g* ([M] — несущая способность; *g* — вес единицы длины; см. рис. 16.32). Наименее экономичными по расходу стали являются горячекатаные двутавры Б из стали класса С38/23 (кривая *4*) и С46/33 (кривая *5*). Наиболее экономичны сквозные двутавры из стали класса С46/33 (кривая *3*), но область их применимости очень мала из-за ограничений, диктуемых зависимостями (16.8) и (16.9). Моностальные сквозные двутавры из стали класса С38/23 (кривая *2*) по расходу стали приближаются к горячекатаным двутаврам из стали класса С46/33. Бистальные сквозные двутавры (кривая *1*) на всем поле графика являются наиболее экономичными по расходу стали, за небольшим исключением (при [*M*]=80···180 кНм), когда преимущество имеют моностальные сквозные балки из стали класса С46/33

Поскольку сравниваются двутавры из сталей разных классов, рассмотрим зависи-

мость несущей способности [M] от стоимости 1 м двутавров С (рис. 16.33). По стоимости наиболее экономичны бистальные сквозные двутавры (кривая 1); стоимость же моностальных сквозных двутавров из стали класса С46/33 (кривая 3) практически не отличается от стоимости бистальных

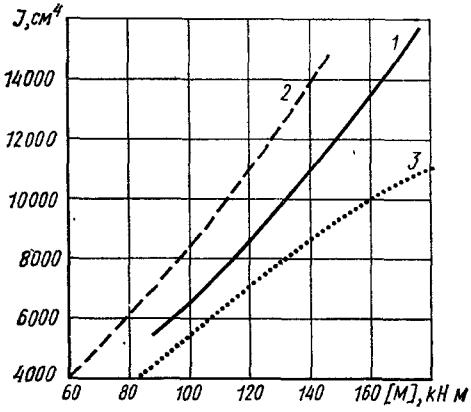


Рис. 16.34. Зависимость J—[M]

1 — бистальные сквозные двутавры; *2, 3* — сквозные двутавры из стали класса соответственно С38/23 и С46/33

сквозных двутавров. Чтобы окончательно оценить сопоставленные сквозные двутавры, рассмотрим график взаимозависимости моментов инерции сквозных двутавров J и их несущей способности [M] (рис. 16.34). В сравнении с бистальными сквозными двутаврами моностальные из стали класса С46/33 имеют пониженную жесткость (до 1,5 раза), вследствие чего их рациональное использование практически исключается. Как следует из графиков (см. рис. 16.32 — 16.34), бистальные сквозные двутавры по комплексу данных — универсальности, широте диапазона несущей способности, экономичности по расходу стали и стоимости, повышенной жесткости — самые рациональные из всех сквозных двутавров. Они также существенно экономичнее равнопрочных горячекатаных (цельных) двутавров Б1 с параллельными гранями полок.

Экономичность бистальных сквозных двутавров (БСБ) определяется следующими особенностями: они имеют асимметричное сечение — в верхней (сжатой) части применяется профиль большего сечения из стали класса С38/23, а в нижней (растянутой) части — профиль меньшего сечения из более прочной стали класса С46/33; благодаря этому положение центра тяжести всего сечения повышается, чем облегчается возможность соблюдения условия (16.8) и возможность раскроя исходных двутавров с получением оптимальных размеров h_1 и h_2 (см. рис. 16.28), равных соответственно 0,75 h и 0,25 h. В моностальных сквозных двутаврах оптимальный раскрой исходных двутавров удается реализовать только для малых номеров (до 26Б1—30Б1).

Для полноценного использования несущей способности БСБ необходимо, чтобы отношение площадей сечения нижнего и верхнего тавров (сеч. *Б—Б* на рис. 16.31) было обратно пропорционально отношению их расчетных сопротивлений:

$$F_н/F_в = R_в/R_н = 0,724. \qquad (16.10)$$

Практически получить такое соотношение трудно из-за фиксированной градации сортамента и вследствие необходимости одновременно соблюдать зависимости (16.8) и (16.9). Поэтому следует стремиться максимально приблизиться к соотношению (16.10). Наилучшим образом этому отвечает рекомендуемое сочетание исходных двутавров при компоновке БСБ (табл. 16.4).

Таблица 16.4. Оптимальное сочетание исходных двутавров при компоновке бистальных сквозных балок

Верхний пояс (С38/23)	Нижний пояс (С46/33)	$\frac{F_н}{F_в}$	Верхний пояс (С38/23)	Нижний пояс (С46/33)	$\frac{F_н}{F_в}$
23Б3	20Б1	0,702	55Б2	50Б1	0,745
30Б1	23Б1	0,725	60Б1	50Б1	0,698
35Б1	26Б1	0,733	60Б2	55Б1	0,738
35Б2	30Б1	0,755	70Б2	60Б1	0,733
40Б1	30Б1	0,705	80Б3	70Б1	0,658
40Б2	35Б1	0,715	90Б3	80Б1	0,643
45Б2	40Б1	0,707	100Б3	90Б1	0,662
50Б2	45Б1	0,722			

Скомпонованные по приведенным рекомендациям бистальные сквозные двутавры сопоставлены по методике эквивалентных параметров (см. п. 2.4, гл. 2) с равнопрочными (т. е. имеющими одинаковую несущую способность) горячекатаными двутаврами Б1 (табл. 16.5) и с моностальными сквозными двутаврами (табл. 16.6).

Таблица 16.5. Сопоставление, %, бистальных сквозных двутавров с горячекатаными двутаврами Б1

Двутавр	[M]	Вес	Стоимость	Момент инерции
Бистальной сквозной	100	100	100	100
Типа Б1, сталь С38/23	100	134—139	116—120	71
То же, сталь С46/33	100	110—113	110—111	59

Таблица 16.6. Сопоставление, %, бистальных и моностальных сквозных двутавров

Двутавр	[M]	Вес	Стоимость	Момент инерции
Бистальной сквозной	100	100	100	100
Моностальной сквозной, сталь С38/23	100	111—115	104—108	112—117
То же, сталь С46/33	100	94	102	71

Сквозной двутавр, используемый в качестве изгибаемого элемента, является по своей расчетной схеме многократно стати-

чески неопределимой системой. Он представляет собой промежуточную конструктивную форму между сплошностенчатой балкой и безраскосной фермой. Теоретические и экспериментальные исследования сквозных двутавров показали, что с достаточной степенью точности они могут быть рассчитаны как безраскосные фермы по приближенному способу Виренделя. Принимается, что в середине сплошных участков стенки и посередине участков поясов в местах вырезов расположены шарниры — точки нулевых моментов, в которых действуют только поперечные силы.

Ниже приводятся рекомендации[1] по расчету однопролетных свободно опертых балок из бистальных сквозных двутавров; они основаны на указанных предпосылках. Рассматривается равномерно распределенная нагрузка либо нагрузка в виде регулярно расположенных сосредоточенных грузов. Общая устойчивость балок должна быть обеспечена согласно требованиям п. 4.15, а СНиП II-В.3-72.

Прочность балок проверяется в середине пролета (в месте максимального момента M_0) и в точках *1—4* (см. рис. 16.31) по формулам:

$$\left.\begin{aligned}
&\sigma_в = \frac{M_0}{W_в} \leqslant R_в;\ \sigma_н = \frac{M_0}{W_н} \leqslant R_н;\\
&\text{точка } 1:\ \sigma_1 = \frac{M}{W_в} + \frac{Q_в \cdot a}{2W_{т1}} \leqslant R_в;\\
&\text{точка } 2:\ \sigma_2 = \frac{M}{W_в} + \frac{Q_в \cdot a}{2W_{т2}} \leqslant \sigma_{т.в};\\
&\text{точка } 3:\ \sigma_3 = \frac{M}{W_н} + \frac{Q_н \cdot a}{2W_{т3}} \leqslant R_н;\\
&\text{точка } 4:\ \sigma_4 = \frac{M}{W_н} + \frac{Q_н \cdot a}{2W_{т4}} \leqslant \sigma_{т.н},
\end{aligned}\right\} \quad (16.11)$$

где M, Q — расчетные изгибающие моменты и поперечные силы в сечениях: при сосредоточенных грузах — под каждым грузом; при равномерно распределенной нагрузке на расстояниях x_i от опоры, определяемых по формулам (16.12) и (16.13); $W_в = F_в h_0$; $W_н = F_н h_0$ (h_0 — по рис. 16.31); $Q_в = \alpha_в Q$; $Q_н = \alpha_н Q$; $\alpha_в = \dfrac{J_в}{J_в + J_н}$; $\alpha_н = 1 - \alpha_в$;

$J_в$, $J_н$ — собственные моменты инерции соответственно верхнего и нижнего тавров (сеч. *Б—Б* на рис. 16.31); a — по рис. 16.31; $W_{т1}$, $W_{т3}$ — максимальные моменты сопротивления соответственно верхнего и нижнего тавров; $W_{т2}$, $W_{т4}$ — минимальные моменты сопротивления соответственно верхнего и нижнего тавров; $R_в$, $R_н$, $\sigma_{т.в}$, $\sigma_{т.н}$ — расчетные сопротивления растяжению, сжатию и изгибу и расчетные пределы текучести соответственно для верхнего и нижнего поясов из стали классов С38/23 и С46/33;

$$x_i = \frac{L}{2} - l_i; \quad (16.12)$$

где L — пролет балки; l_i — определяется по формулам:

$$\left.\begin{aligned}
&\text{для точки } 1:\ l_1 = \alpha_в \frac{W_в}{2W_{т1}}\, a;\\
&\text{для точки } 2:\ l_2 = \alpha_в \frac{W_в}{2W_{т2}}\, a;\\
&\text{для точки } 3:\ l_3 = \alpha_н \frac{W_н}{2W_{т3}}\, a;\\
&\text{для точки } 4:\ l_4 = \alpha_н \frac{W_н}{2W_{т4}}\, a.
\end{aligned}\right\} \quad (16.13)$$

Касательные напряжения на уровне горизонтального сварного шва проверяются по формуле

$$\tau = \frac{QS}{Js_в} \frac{c}{a} \leqslant R_{ср} \quad (16.14)$$

или по формуле (дающей запас до 20%)

$$\tau = \frac{Q}{h_0 s_в} \frac{c}{a} \leqslant R_{ср}, \quad (16.15)$$

где Q — расчетная поперечная сила, определяемая на расстоянии 0,7 м от опоры; S, J — соответственно статический момент верхней части двутавра и момент инерции двутавра для сечения *А—А* (см. рис. 16.31); $R_{ср}$ — расчетное сопротивление срезу для стали класса С38/23; остальные обозначения — по рис. 16.31.

Устойчивость стенки вблизи опоры проверяется по формуле

$$\tau_с / \tau_0 \leqslant 1, \quad (16.16)$$

где

$$\tau_с = \frac{A}{Hs_н};$$

A — опорная реакция; H, $s_н$ — по рис. 16.31;

$$\tau_0 = 125 \left(\frac{100\, s_н}{h_{ст}}\right)^2 \text{МПа};$$

$$h_{ст} = H - (t_в + t_н + r_в + r_н).$$

Участок стенки балки над опорой при $h_{ст}/s_н > 40$ следует укреплять опорными ребрами, рассчитываемыми согласно п. 6.9 СНиП II-В.3-72.

Местное напряжение смятия в стенке балки под сосредоточенным грузом, а также в месте приложения опорной реакции при отсутствии ребер следует проверять по п. 4.13 СНиП II-В.3-72.

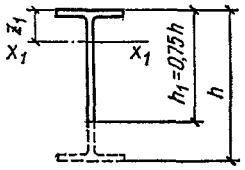
При проверке прогиба балки из сквозного двутавра в расчет вводится момент инерции ослабленного отверстием сечения (сеч. *Б—Б* на рис. 16.31), уменьшенный на 5% для учета влияния поперечных сил.

Сечения балки из сквозного двутавра рекомендуется подбирать так: по максимальному расчетному изгибающему моменту (M_0) определяют требуемые значения верхнего и нижнего моментов сопротивления ($W_в$ и $W_н$):

$$W_в \approx \frac{M_0}{k_н R_в};\ W_н \approx \frac{M_0}{k_н R_н}$$

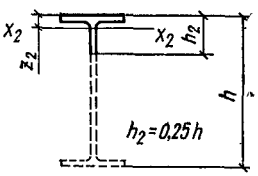
[1] Разработаны автором совместно с инженерами В. В. Березиным и Б. М. Вроно (ЦНИИпроектстальконструкция).

Таблица 167. **Характеристики тавров высотой 0,75 высоты исходных двутавров Б по ТУ 14-2-24-72**



№ исходного двутавра	h_1, мм	F_1, см²	J_{x1}, см⁴	z_1, см	№ исходного двутавра	h_1, мм	F_1, см²	J_{x1}, см⁴	z_1, см
20Б1	149	15,5	335	3,94	50Б3	376,6	66,3	9 360	10,1
20Б2	150	16,5	350	3,8	55Б1	410,1	67,6	11 810	11,8
20Б3	151	18,1	384	3,81	55Б2	412,5	72,8	12 480	11,2
23Б1	171,4	18,1	527	4,59	55Б3	414,1	79,6	13 680	11,2
23Б2	172,5	19,3	551	4,41	60Б1	447,1	80,7	16 680	12,8
23Б3	173,7	21,4	607	4,39	60Б2	450	87,3	17 710	12,1
26Б1	193,8	21,3	793	5,17	60Б3	451,7	95,8	19 540	12,2
26Б2	195	22,7	830	4,96	70Б1	521,8	101	29 140	15,8
26Б3	196,1	25	916	4,99	70Б2	525	109	31 110	14,9
30Б1	223,8	25,1	1260	6,01	70Б3	527,8	119	33 450	14,6
30Б2	225	26,8	1320	5,75	70Б4	529,8	131	37 130	14,7
30Б3	226,1	29,5	1460	5,76	80Б1	595,8	125	47 290	18,9
35Б1	260,8	29,6	2050	7,12	80Б2	600	136	51 080	17,7
35Б2	262,5	32,2	2180	6,7	80Б3	602,6	148	55 460	17,5
35Б3	263,7	35,4	2390	6,7	80Б4	604,6	162	61 320	17,8
40Б1	297,8	36,9	3380	8,43	90Б1	671,6	155	74 780	21,2
40Б2	300	40,3	3610	7,91	90Б2	675	165	79 290	20,2
40Б3	301,2	44,1	3960	7,96	90Б3	678	183	87 680	20,1
45Б1	335,2	45,8	5340	9,59	90Б4	680	203	98 000	20,6
45Б2	337,5	50	5700	9,02	100Б1	745	183	109 130	23,9
45Б3	338,9	54,9	6270	9,07	100Б2	750	199	117 700	22,5
50Б1	372,8	56,4	8120	10,7	100Б3	754	220	129 900	22,1
50Б2	375	60,8	8600	10,1	100Б4	757	245	145 520	22,5

Таблица 168. **Характеристики тавров высотой 0,25 высоты исходных двутавров Б по ТУ 14-2-24-72**



№ исходного двутавра	h_2, мм	F_2, см²	J_{x2}, см⁴	W_{x2} макс, см³	W_{x2} мин, см³	z_2, см
20Б1	49	10,3	13,5	14,6	3,4	0,93
20Б2	50	11,3	14,4	15,3	3,54	0,94
20Б3	51	12,5	16,2	16,5	3,94	0,98
23Б1	56,4	11,9	21,6	20,6	4,7	1,05
23Б2	57,5	13,1	22,9	21,7	4,89	1,06
23Б3	58,7	14,7	25,9	23,4	5,44	1,1
26Б1	63,8	14	32,7	28	6,27	1,17
26Б2	65	15,5	34,6	29,6	6,5	1,17
26Б3	66,1	17,1	39,1	31,9	7,27	1,23
30Б1	73,8	16,4	53,3	40,8	8,78	1,31
30Б2	75	18,1	56,2	43,2	9,06	1,3
30Б3	76,1	20	63	46,6	10,1	1,35
35Б1	85,8	19,1	87,3	57,8	12,4	1,51
35Б2	87,5	21,7	93,2	62,7	12,8	1,49
35Б3	88,7	24	104	67,6	14,2	1,54

Продолжение табл 168

№ исходного двутавра	h_2, мм	F_2, см²	J_{x2}, см⁴	W_{x2} макс, см³	W_{x2} мин, см³	z_2, см
40Б1	97,8	23,3	145	80,8	18,1	1,79
40Б2	100	26,7	156	88,8	18,9	1,76
40Б3	101,2	29,3	174	95,5	20,9	1,82
45Б1	110,2	28,7	230	113	25,6	2,04
45Б2	112,5	32,9	247	123	26,7	2
45Б3	113,9	36,2	276	133	29,7	2,07
50Б1	122,8	35,4	352	155	35,2	2,27
50Б2	125	39,8	374	168	36,4	2,23
50Б3	126,6	43,8	413	180	39,8	2,29
55Б1	135,1	42,3	512	204	46,1	2,51
55Б2	137,5	47,5	544	221	48,2	2,47
55Б3	139,1	52,1	605	237	53,3	2,55
60Б1	147,1	50,7	718	263	59,9	2,73
60Б2	150	57,3	767	285	62,3	2,69
60Б3	151,7	62,8	860	307	69,5	2,8
70Б1	171,8	60,8	1300	384	93,8	3,37
70Б2	175	69,1	1390	425	97,4	3,26
70Б3	177,8	77,2	1510	461	105	3,29
70Б4	179,8	84,6	1700	497	117	3,42
80Б1	195,8	72,6	2120	524	137	4,05
80Б2	200	83,9	2300	592	143	3,89
80Б3	202,6	92,5	2520	638	155	3,95
80Б4	204,6	101	2830	687	173	4,12
90Б1	221,6	90,6	3400	747	193	4,55
90Б2	225	101	3610	821	199	4,4
90Б3	228	113	4040	900	221	4,49
90Б4	230	124	4590	974	251	4,71
100Б1	245	106	4930	961	255	5,13
100Б2	250	122	5340	1080	266	4,93
100Б3	254	137	5960	1190	292	5
100Б4	257	152	6790	1300	332	5,23

(где $k_н$ — коэффициент, равный при сосредоточенных грузах 0,9, при равномерно распределенной нагрузке 1); определяют приближенные значения моментов сопротивления исходных двутавров для верхней и нижней частей сквозного двутавра:

$$W_{в.и} \approx 0,65\,W_в, \quad W_{н.и} \approx 0,55\,W_н;$$

по этим значениям с учетом рекомендаций табл. 16.4 подбирают из сортамента номера исходных двутавров и компонуют сквозной

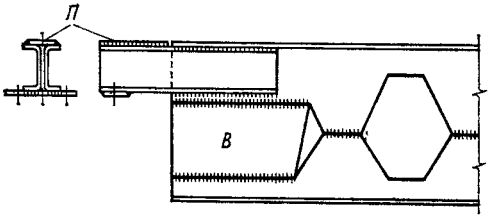


Рис. 16.35. Опорная часть прогона

В — вставка; *П* — выравнивающая подкладка

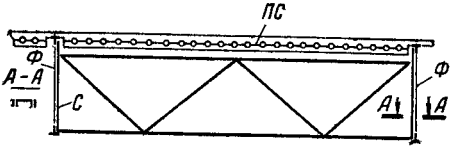


Рис. 16.36. Схема вертикальной связи

Ф — стропильная ферма; *ПС* — прогон сквозной, *С* — стойка вертикальной связи

двутавр, согласно приведенным выше рекомендациям с использованием данных табл. 16.7 и 16.8; затем проводят проверку прочности, устойчивости и жесткости сквозного двутавра.

Наиболее рационально использовать бистальные сквозные двутавры в качестве: прогонов покрытий пролетом 12 м; стропильных и подстропильных балок; балок площадок и перекрытий; балок комбинированных сталежелезобетонных конструкций; балок пролетом 12 м для путей подъемно-транспортного оборудования.

Бистальные сквозные двутавры наиболее часто применяются в качестве прогонов пролетом 12 м для покрытий производственных зданий. Для удобства их креплений к стропильным фермам, а также для уменьшения высоты зданий и соблюдения взаимозаменяемости этих прогонов с типовыми решетчатыми прогонами опорные детали приняты из двух гнутых швеллеров (рис. 16.35), что позволяет осуществить компактное сопряжение опорных деталей с верхней полкой прогона. Деталь *П* нужна для соблюдения единой плоскости опирания профилированного настила или других элементов покрытия. Аналогично решается и консоль прогона в температурном шве. Опорные детали можно приваривать к прогону и сваривать между собой угловыми швами или электрозаклепками. Для удобства сопряжения рекомендуется швы собственно прогона располагать ниже опорных деталей. С этой целью следует видоизменить линию роспуска исходных двутавров (пунктир *б* на рис. 16.28, *а*).

При прогонах покрытия из сквозных двутавров конструктивное решение вертикальных связей имеет свои особенности. Для унификации прогонов и освобождения их от креплений связей рекомендуется комбинированная система вертикальных связей (рис. 16.36). Стойки *С* принимаются жесткими на изгиб из гнутого или горячекатаного швеллера (*А—А*). Из-за ограниченности места в примыкании к верхнему поясу рекомендуется при необходимости увеличивать сечение стойки приваркой полос к полкам швеллера.

Стропильные балки пролетом 12—18 м из сквозных двутавров рационально применять взамен сборных железобетонных балок покрытия в бесфонарных зданиях и в зданиях с зенитными фонарями в районах строительства с высоким и средним уровнем цен на сборный железобетон, а также в трудиодоступных районах. Особенно эффективны эти конструкции при применении профилированного настила вместо сборных железобетонных плит покрытия. Опорные узлы стропильных балок рекомендуется решать, как показано на рис. 16.37.

При использовании сквозных двутавров в качестве балок площадок и перекрытий отверстия в балках используют для прокладки различных коммуникаций. При больших поперечных силах на отдельных участках балок из сквозных двутавров часть от-

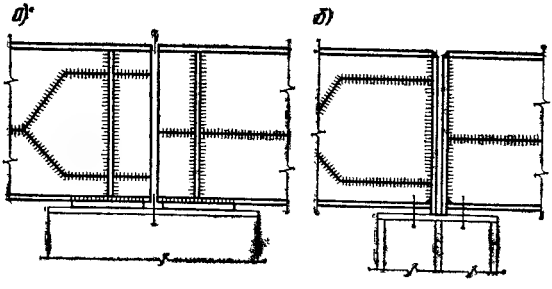


Рис. 16.37. Опорные узлы стропильных балок из сквозных двутавров

а — при опирании на железобетонную колонну; *б* — при опирании на стальную колонну

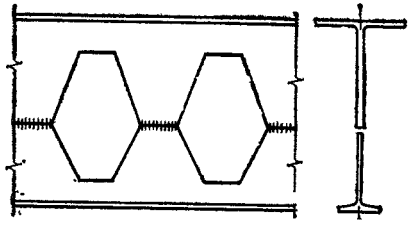


Рис. 16.38. Пример сечения балки пролетом 12 м для путей подвесного подъемно-транспортного оборудования из бистального сквозного двутавра

верстий можно заглушить, вварив в них фасонные вставкн из листовой стали.

В комбнннрованных сталежелезобетонных конструкцнях с применением сквозных двутавров (конструкции перекрытий с железобетоннымн плитами, мостовые конструкцин) целесообразно для верхней части сквозного двутавра применять профиль меньшего сечения, чем профиль нижней части, поскольку в работу верхнего пояса включается железобетонная плита.

Для балок путей подвесного подъемно-транспортного оборудования, особенно при пролете балок 12 м, рационально использовать бистальной сквозной двутавр, составленный из частн двутавра М (ГОСТ 19425—74) для ннжнего пояса н двутавра Ш илн Б по ТУ 14-2-24-72 для верхнего пояса (рис. 16.38). Такого типа сечения целесообразны также для главных балок подвесных кранов, которые в настоящее время выполняются нз сквозных симметричных двутавров (образованчых из двутавров М), к верхнему поясу которых плашмя приварены швеллеры.

Рационально использованне сквозных двутавров (моностальных и бистальных) в качестве высоких стоек продольных и торцевых фахверков взамен сварных двутавров, составленных из трех листов.

16.2.5. Конструкции перекрытий и площадок

Часть двутавров с параллельиыми гранями полок может быть рационально использована взамен менее экономичных горячекатаных стандартных двутавровых балок по ГОСТ 8239—72. Экономичность двутавров Б при нх работе на изгиб в сравнении со стандартными двутаврами и с двутаврами Ш показана на графике (рис. 16.39). Двутавры Б экономичнее по расходу стали равнопрочных стандартных двутавров № 20—60 на 1,5—8,5%. В среднем по всему указанному набору двутавров с учетом их потребляемости относнтельная экономия стали достигает 5,2%. Эта экономия может быть получеиа в период установившегося использования новых профилей. В начальный же период производства двутавров Б неизбежна прямая замена стандартных двутавров по ГОСТ 8239—72 двутаврами Б по ТУ 14-2-24-72. В этих случаях можно воспользоваться рекомендациями табл. 16.9. Здесь экономия стали может составить 2—5%. Двутавры Ш менее экономичны двутавров Б и стандартных двутавровых балок. Они могут быть рационально использованы в качестве изгибаемых элемеитов взамеи сварных двутавров ограниченной высоты.

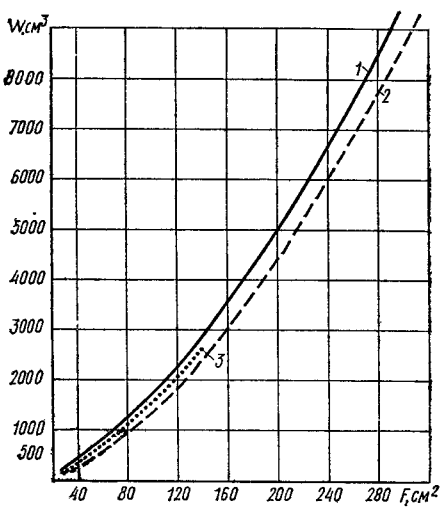


Рис. 16.39. Завнсимость $W—F$

1 — двутавры Б1 по ТУ 14-2-24-72; *2* — двутавры Ш по ТУ 14-2-24-72; *3* — двутавровые балки по ГОСТ 8239—72

Таблица 16.9. Замена двутавровых балок по ГОСТ 8239—72 двутаврами Б по ТУ 14-2-24-72

Двутавровые балки по ГОСТ 8239—72			Заменяющие двутавры Б по ТУ 14-2-24-72			$\frac{W_Б}{W_Г}$	$\frac{F_Б}{F_Г}$
№ двутавровой балки	$W_Г$, см³	$F_Г$, см²	№ двутавра	$W_Б$, см³	$F_Б$, см²		
22	232	30,6	23Б1	234	30,1	1,01	0,98
24	289	34,8	26Б1	312	35,3	1,08	1,01
27	371	40,2	30Б1	424	41,5	1,14	1,03
30	472	46,5	30Б2	471	44,9	1	0,97
33	597	53,8	35Б2	663	54	1,11	1
36	743	61,9	40Б1	799	60,1	1,08	0,97
40	953	72,6	40Б2	928	67	0,97*	0,92
40	953	72,6	45Б1	1110	74,6	1,16	1,03
45	1231	84,7	45Б2	1280	82,8	1,04	0,98
50	1589	100	50Б2	1720	101	1,08	1,01
55	2035	118	55Б1	2000	110	0,98*	0,93
55	2035	118	55Б2	2260	120	1,11	1,02
60	2560	138	60Б1	2610	131	1,02	0,95

* Допускается перенапряжение 2—3%, но при этом возможна экономия стали 7—8%.

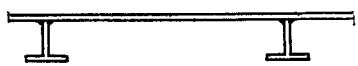


Рис. 16.40. Настил рабочих площадок с ребрами из тавров БТ

В рабочих площадках со сплошным стальным настилом рекомендуется подкрепляющие иастил ребра выполнять из тавров БТ, привариваемых к настилу (рнс. 16.40).

Стойки рабочих площадок рекомендуется выполнять из двутавров К.

16.3. КОНСТРУКЦИИ СООРУЖЕНИЙ

Значительный объем в номенклатуре строительных металлоконструкций составляет тоннаж конструкций различных сооружений. К ним относятся: транспортерные галереи, опоры и эстакады под технологические трубопроводы, мостовые конструкции.

В конструкциях транспортерных отапливаемых и неотапливаемых галерей с различными ограждениями могут быть рационально использованы двутавры и тавры с параллельными гранями полок. Фермы пролетных строений галерей с параллельными поясами высотой 3,3 и 2,5 м всех пролетов могут быть выполнены по типу стропильных ферм, т. е. с поясами из тавров ШТ и с решетками из уголков. Балки покрытий и пола галерей из горячекатаных или сварных двутавров могут быть заменены двутаврами Б или Ш Ветви решетчатых опор галерей могут быть приняты из двутавров Б или Ш. В неотапливаемых транспортерных галереях с самонесущими асбестоцементными оболочками кроме указанных выше замен рекомендуется элементы пола из сварных тавров заменить таврами ШТ, а балки из двух швеллеров с планками заменить двутавром Ш.

В конструкциях отдельных опор и опор эстакад под технологические трубопроводы ветви решетчатых опор рекомендуется выполнять из двутавров Б или Ш вместо стандартных двутавров. Пояса пролетных строений рекомендуется выполнять из тавров ШТ вместо уголков. В опорах газопроводов и паропроводов предприятий черной металлургии (типовая серия 3.403-2) рекомендуется маятниковые опоры коробчатого сечения из двух двутавров, соединенных листами, заменить опорами одностенчатого сечения из одного двутавра К. В плоских решетчатых опорах этой же серии можно выполнять ветви опор из двутавра Б вместо стандартных двутавров. В пространственных решетчатых опорах рекомендуется ветви из уголков крестового сечения заменить ветвями из двутавров К.

Весьма экономично применение двутавров Б в конструкциях пролетных строений мостов на лесовозных дорогах. Благодаря существенному снижению трудоемкости изготовления конструкций (на 30—40%) их стоимость уменьшается до 10%. Использование для этих конструкций сквозных двутавров позволит также получить экономию стали. Сталежелезобетонные пролетные строения автодорожных мостов малых пролетов с главными балками из двутавров Б экономичнее по приведенным затратам на 25—35% в сравнении с традиционными решениями. В облегченных висячих мостах пролетами до 150 м балки жесткости и элементы пилонов могут быть выполнены из двутавров Б или Ш, а при пролетах 63 и 84 м — даже из сквозных двутавров.

Рационально также применение двутавров с параллельными гранями полок в каркасах сборно-разборных инвентарных зданий,

Таблица 16.10. Относительная экономическая эффективность использования двутавров и тавров с параллельными гранями полок (широкополочных двутавров и тавров) в строительных стальных конструкциях

Конструкция	Относительная масса конструкции	В том числе		Снижение трудоемкости изготовления	Экономия стали
		двутавров	тавров		
Колонны сплошного сечения	15,1	12,1	—	7,6	—
Решетчатые колонны	9,9	6	—	4	—
Подкрановые балки	7,6	—	3,8	1,1	—
Стропильные и подстропильные фермы	17,2	—	9,8	3,8	2.1
Балки покрытий	7,2	6,5	—	—	—
Прогоны пролетом 12 м	3,9	3,7	—	—	—
Балки перекрытий и рабочих площадок	15,3	14,5	0,5	0,2	0,8
Стойки фахверков	3	2,4	—	0,1	—
Опоры и пролетные строения трубопроводов	2,1	0,6	—	0,4	0,1
Пролетные строения мостов	3,1	1,8	—	0,7	0,2
Эстакады	4,4	2,6	—	0,9	0,2
Транспортерные галереи	3,8	0,6	1,1	0,8	0,5
Этажерки	1,2	0,8	—	0,5	—
Гидротехнические сооружения	2,2	1,8	—	—	0,1
Бункера	3,3	—	0,6	—	0,1
Градирни	0,7	0,6	—	—	0,1
Всего	100 %	54%	15,8%	20%	4,2%

16.4. ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ДВУТАВРОВ И ТАВРОВ С ПАРАЛЛЕЛЬНЫМИ ГРАНЯМИ ПОЛОК В СТРОИТЕЛЬНЫХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Экономическая эффективность использования двутавров и тавров с параллельными гранями полок складывается из существенного снижения трудоемкости изготовления конструкций и экономии стали. Показатели экономичности по основным элементам конструкций приведены в табл. 16.10.

Экономия стали оценивается в 6% общего тоннажа используемых двутавров и тавров. Экономия стали от применения тавров может составить около 20% всего объема использованных в строительных конструкциях тавров, что свидетельствует об осо-

бой экономичности этого вида проката. Экономичность использования сквозных двутавров для стропильных балок и прогонов пролетом 12 м определяется снижением стоимости строительства благодаря уменьшению транспортных расходов и высокой степени транспортабельности сквозных двутавров в отличие от решетчатых конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Грицук Н. Ф., Антонов С. П.** Производство широкополочных двутавров. М., «Металлургия», 1973.

2. Изготовление облегченных металлических конструкций из развитых двутавров/Чернашкин В. Г., Чернов Ю. А., Симаков Ю. А., Громацкий В. А., Гогешвили А. А. — Пром. стр-во, 1974, № 10.

3. **Каплун Я. А.** О сортаменте широкополочных двутавров и тавров. — Пром. стр-во, 1973, № 10.

4. Колонны одноэтажных промышленных зданий с применением горячекатаных двутавров/Каплун Я. А., Вроно Б. М., Лапук А. Е., Бельская М. Ю., Рожков А. В.

Стропильные и подстропильные фермы с поясами из горячекатаных широкополочных тавров/Каплун Я. А., Вроно Б. М., Березин В. В.

Применение широкополочных двутавров и тавров в конструкциях подкрановых балок/Каплун Я. А., Березин В. В., Бахмутский В. М., Троицкая Г. Г., Королева Т. Ф.

Реферативный сборник «Строительное проектирование промышленных предприятий». Серия III, вып. 4/ЦИНИС, 1975.

5. **Мельников Н. П.** Развитие металлических конструкций. М., Стройиздат, 1965.

6. **Мельников Н. П.** Металлические конструкции за рубежом., М., Стройиздат, 1971.

7. **Мельников Н. П.** Пути прогресса в области металлических конструкций. М., Стройиздат, 1974.

8. Стальные конструкции производственных зданий из широкополочных двутавров и тавров/Каплун Я. А., Бахмутский В. М., Лапук А. Е., Вроно Б. М., Березин В. В. — Пром. стр-во, 1976. № 2.

9. Указания по изготовлению стальных конструкций промышленных зданий с повышенной точностью и методу их монтажа. МСН 170-68/ /ММСС СССР/ЦБТИ Минмонтажспецстроя СССР. М., 1969.

10. **Faltus F.** Prvký Ocelových Konstrukcí. Академия наук ЧССР, Прага, 1962.

РАЗДЕЛ III
СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Несущие конструкции покрытий больших пролетов (от 40 м и выше) по статической схеме подразделяются на: а) балочные; б) рамные; в) арочные; г) структурные; д) купольные, е) складчатые; ж) висячие; з) комбинированные; и) сетчатые оболочки.

Выбор схемы несущих конструкций зависит от размера пролета, архитектурно-планировочного решения, формы здания в плане, высоты сооружения, наличия и типа подвесного транспорта, требований, предъявляемых к жесткости покрытия, характера освещения и аэрации, типа кровли, размера и распределения нагрузок и других факторов.

Материалами основных несущих конструкций большепролетных покрытий служат строительные стали повышенной и высокой прочности (марки 09Г2С, 10Г2С1(Д), 14Г2, 10ХСНД, 14Г2АФ, 16Г2АФ, 12Г2СМФ и др.), в отдельных случаях для второстепенных элементов — сталь марки Ст3. Характеристики и расчетные сопротивления сталей приведены в гл. 1.

Эффективность применения высокопрочных сталей для больших пролетов предопределяется значительным снижением нагрузки от собственной массы покрытий.

Для основных несущих и ограждающих конструкций могут применяться алюминиевые сплавы. При проектировании должны быть предусмотрены меры возможно большего снижения нагрузок от собственной массы ограждающих и несущих конструкций. К таким мерам относятся: применение кровель более легких типов; выбор профиля кровли, позволяющего снизить снеговую нагрузку (плоские бесфонарные кровли, кровли с зенитными фонарями вместо П-образных); размещение инженерных сетей трубопроводов и технологического оборудования в зоне опор; снижение собственной массы несущих конструкций благодаря применению эффективных схем и высокопрочных, легких материалов.

Для большепролетных зданий рациональны кровельные щиты, состоящие из холодногнутых тонкостенных стальных профилей или шпренгельных прогонов, оцинкованного стального профилированного настила, легкого плитного утеплителя объемной массой не более 200 кг/м³ и гидроизоляционного ковра. Перспективными являются щиты с тонкими стальными или алюминиевыми предварительно-напряженными листами. Применение вместо прогонов высокопрочных тросов или растянутых листовых поверхностей позволяет резко снизить расход металла.

ГЛАВА 17. БАЛОЧНЫЕ И РАМНЫЕ ПОКРЫТИЯ

17.1. БАЛОЧНЫЕ ПОКРЫТИЯ

17.1.1. Характеристика

Балочные большепролетные покрытия состоят обычно из главных поперечных конструкций в виде плоских или пространственных блочных ферм и промежуточной конструкции. Применяются при пролетах 40—100 м; с увеличением пролета балочные покрытия становятся менее рациональными, так как возрастает расход металла и значительно увеличивается высота главных ферм.

Основные преимущества балочных покрытий: отсутствие распора от вертикальных нагрузок (чем достигаются наименьшие размеры колонн и фундаментов); простота статической схемы (упрощающей проектирование, изготовление и монтаж основных несущих элементов); нечувствительность при разрезных схемах к осадкам опор. Недостатками являются сравнительно большой расход стали и большая высота главных ферм, назначаемая из условий оптимального веса и допустимых прогибов.

Улучшить показатели расхода материала можно применением в балочных схемах предварительного напряжения и регулирования напряжений (в неразрезных схемах).

17.1.2. Схемы

Схемы ферм. По характеру работы схемы ферм могут быть разрезными и неразрезными с консолями и без консолей. По очертанию фермы бывают с параллельными поясами, трапецевидные, полигональные, треугольные, сегментные. Очертание ферм зависит от назначения и архитектурного решения здания, типа кровли, схемы промежуточной конструкции, наличия фонарей, подвесного транспорта и подвесного потолка, принятой расчетной схемы и нагрузок.

В покрытии должно быть наименьшее число типов ферм.

Некоторые основные схемы балочных ферм с различными типами решеток показаны на рис. 17.1.

Фермы с параллельными поясами (рис. 17.1, *а, б*) применяются в основном при плоских и малоуклонных кровлях, в схемах с поперечными фонарями, в шедовых покрытиях при расположении освещения в габаритах ферм, в неразрезных схемах. Благодаря универсальности применения и однотипности элементов, упрощающих изготовление, они находят широкое распространение.

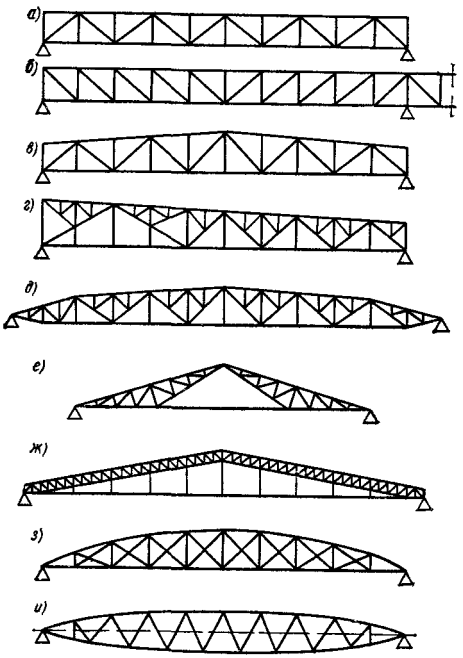


Рис. 17.1. Схемы балочных ферм

Двускатные трапециевидные фермы (рис. 17.1, *в*) применяются для покрытий с небольшим уклоном кровли (1/12—1/15) в однопролетных зданиях.

Односкатные трапециевидные фермы (рис. 17.1, *г*) применяются при необходимости отвода воды с кровли в одну сторону при горизонтальном нижнем поясе. Могут быть рациональны по расходу стали только при двухпролетной неразрезной схеме.

Полигональные фермы (рис. 17.1, *д*) могут иметь различное очертание с переменным уклоном кровли. Применяются сравнительно редко, в основном для однопролетных зданий при пролетах 60—90 м.

Треугольные фермы (рис. 17.1, *е*) применяются при более крутых кровлях (1/5—1/7); наиболее рациональна схема, состоящая из двух полуферм, соединенных затяжкой. Эти фермы имеют обычно излишнюю высоту посередине пролета и потому применяются только для сравнительно небольших пролетов (40—50 м). Двускатные фермы с параллельными поясами с затяжкой (рис. 17.1, *ж*) могут применяться при пролетах до 90 м и легкой нагрузке.

Сегментные фермы (рис. 17.1, *з*) целесообразно применять для покрытий больших пролетов (60—100 м) с преобладанием постоянной равномерно распределенной нагрузки При параболическом очертании верхнего пояса усилия в поясах от равномерной нагрузки получаются постоянными, а усилия в решетке — незначительными, возникающими в основном от неравномерной временной нагрузки.

В фермах с параболическим очертанием равной кривизны и равных площадей сечений верхнего и нижнего поясов (рис. 17.1, *и*) длина пролета при прогибах фермы остается неизменной, что упрощает конструкцию опор. Замена параболы дугой круга упрощает изготовление фермы, но несколько увеличивает усилия в решетке. Обычно пояса ферм изготовляют прямыми отрезками с перегибами по концам отправочных марок.

При больших размерах панелей и внеузловой нагрузке выгиб верхнего пояса по дуге рационален для уменьшения влияния моментов от местных нагрузок.

Схемы решеток. В фермах могут применяться различные схемы решеток. Выбор их зависит от характера приложения нагрузок, очертания и высоты ферм и примыкания поперечной конструкции. Решетка должна быть минимального веса и наименее трудоемка в изготовлении, для чего число стержней в ней должно быть по возможности наименьшим.

Треугольная схема решетки с дополнительными стойками (см. рис. 17.1, *а, в*) наиболее полно отвечает этим условиям. Опорные раскосы могут быть восходящими и нисходящими (см. рис. 17.1, *б*); восходящие раскосы предпочтительней.

Раскосная схема решетки (см. рис. 17.1, *б*) менее экономична, но в фермах с растянутыми раскосами большой длины применение ее рационально.

Наиболее выгодные углы наклона раскосов к поясам в треугольной решетке 45°, в раскосной — около 35°. Поэтому в фермах больших пролетов, имеющих значительные высоты, для уменьшения гибкости раскосов в плоскости фермы часто устраиваются шпренгели (см. рис. 17.1, *г, д*), которые хотя и увеличивают трудоемкость изготовления решетки, но снижают вес фермы.

Ромбическая схема решетки возможна в фермах большой высоты. Она позволяет членить конструкцию по высоте на габаритные для перевозки треугольные фермы, но из-за увеличения веса и трудоемкости изготовления такая решетка применяется реже.

Полураскосная, крестовая, многорешетчатая и другие схемы решеток имеют большое число стержней, более трудоемки, и поэтому применение их нерационально.

В сегментных фермах с небольшими усилиями в раскосах замена треугольной решетки, имеющей сжатые раскосы, на крестовую с растянутыми раскосами (см. рис. 17.1, *з*) дает экономию в весе.

17.1.3. Компоновка

На рис. 17.2 показаны наиболее характерные схемы балочных покрытий в плане.

Нормальная схема (рис. 17.2, *а*) состоит из ферм и прогонов или кровельных щитов. В этой схеме фермы располагаются поперек здания. Наиболее распространенный шаг ферм 12 м. Стропильные фермы опираются на колонны (основное решение) или на подстропильные фермы. Нормальная схема проста, имеет меньшее число элементов и типов, но требует постановки вертикальных или дополнительных горизонтальных связей для обеспечения общей устойчивости и уменьшения гибкости нижнего пояса. Эта система обычно оптимальна для меньших значений пролетов. При значительных временных подвижных нагрузках рационально иметь одну или две нитки продольных неразрезных вертикальных связевых ферм. Эти фермы рассчитываются на передачу части подвижной нагрузки на соседние фермы, чем достигается уменьшение деформативности покрытия и экономия стали.

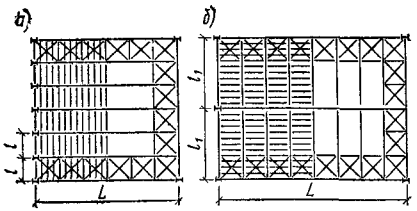


Рис. 17.2. Схемы несущих конструкций покрытия

а — нормальная; *б* — усложненная

Усложненная схема (рис. 17.2, *б*) состоит обычно из главных поперечных ферм, продольных промежуточных и прогонов или кровельных щитов. Главные фермы располагаются с шагом 18—36 м. Такую схему рационально применять при больших пролетах (более 70—80 м) и легких нагрузках на покрытие. Окончательный выбор схемы покрытия, а также шагов ферм решается после проработки и сопоставления нескольких вариантов с учетом общего веса покрытий, колонн и фундаментов.

Оптимальный шаг главных ферм возрастает при увеличении пролета, уменьшении нагрузки, применении усложненной схемы, увеличении высоты колонн. При наличии подвесного транспорта или подвесного потолка шаг ферм уменьшается. Предварительно могут быть рекомендованы следующие шаги главных ферм: при нормальной компоновочной схеме покрытия основной шаг — 12 м для всех пролетов, шаг 6 м применяется редко, только для сравнительно небольших пролетов (40—50 м) при наличии подвесного транспорта или подвесного потолка. В большинстве случаев при усложненной компоновочной схеме покрытия применяют шаг 24 и 18 м.

По статической схеме продольные промежуточные фермы могут быть разрезными, неразрезными и консольными. Разрезные схемы находят более широкое применение благодаря более простым опорным узлам и меньшей трудоемкости монтажа; расход стали в них при рациональной схеме и сечениях увеличивается незначительно.

В большепролетных перекрытиях рекомендуется применять прогоны из холодногнутых тонкостенных профилей в составе кровельных щитов с оцинкованными профилированными стальными листами и легким утеплителем. Рационально применять для большепролетных покрытий растянутые листовые поверхности в качестве промежуточной конструкции.

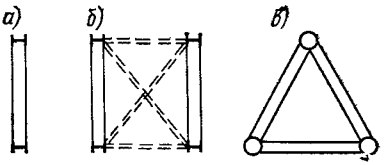


Рис. 17.3. Конструктивные формы ферм

а — плоская; *б* — блочная прямоугольная; *в* — трехгранная

По форме поперечного сечения фермы в разных схемах могут быть плоскими (рис. 17.3, *а*), блочными прямоугольными, образованными двумя плоскими фермами, соединенными связями (рис. 17.3, *б*) и трехгранными (рис. 17.3, *в*). Трехгранные фермы эффективны с сечениями из труб и с треугольной решеткой.

Для сокращения объема здания и уменьшения ограждающих конструкций стен большепролетных зданий в отдельных случаях возможно размещение основных несущих высоких ферм снаружи здания.

17.1.4. Указания по проектированию

Высоту разрезных ферм в середине пролета рекомендуется назначать: трапециевидных и полигональных $^1/_8$—$^1/_{12}$ пролета с параллельными поясами $^1/_8$—$^1/_{14}$ пролета, треугольных $^1/_6$—$^1/_9$ пролета, ферм с затяжкой (по схеме рис. 17.1, *ж*) в ключе до затяжки $^1/_6$—$^1/_{10}$ пролета и полуферм $^1/_{12}$—$^1/_{20}$ пролета. Чем больше пролет ферм и меньше нагрузка, тем меньше должно быть отношение высоты к пролету. Высота неразрезных ферм назначается на 15—20% меньше высоты разрезных ферм. Высоту ферм рекомендуется назначать несколько ниже оптимальной, определенной по расходу стали с учетом разности в стоимости, при изменении высоты здания, ограждающих конструкций колонн и вертикальных связей, а также изменения кубатуры в отапливаемых зданиях.

Световые фонари рационально располагать в плоскости главных ферм. Высота ферм во всех случаях должна быть не ниже наименьшей высоты, определяемой из условия допустимого прогиба.

Для ферм больших пролетов необходимо определять прогибы от постоянной и временной нагрузки. Прогиб от временной нагрузки является мерой жесткости конструкции в период эксплуатации здания и

не должен превышать нормированных значений. Определение прогиба от постоянной и временной нагрузок необходимо для назначения строительного подъема, который принимается равным суммарному прогибу от нормативной постоянной нагрузки и половины нормативной временной нагрузки и при определении прогиба конструкции не учитывается.

Строительный подъем придают обычно только фермам с горизонтальным нижним поясом и фермам, к которым крепится подвесной транспорт и подвесной потолок. Строительный подъем назначают по ломаной линии с перегибами в нескольких узлах, обычно в местах монтажных стыков, при этом размер подъема в точках перелома определяют по параболе или дуге круга. Для ферм с параллельными поясами строительный подъем назначают для нижнего и верхнего поясов. Предельный прогиб ферм при опирании на них мостовых электрических кранов должен быть 1/600—1/750 пролета, при многоопорных подвесных кранах, особенно чувствительных к осадкам опор, предельные прогибы рекомендуется назначать от полной временной нагрузки 1/750 пролета, причем разность в высотах соседних подкрановых путей не должна превышать 1/600 расстояния между этими путями. Предельный прогиб при отсутствии подвижных нагрузок и подвесного потолка — 1/250 пролета. Для надворотних ферм допустимые прогибы должны определяться в абсолютных числах в зависимости от принятых конструкций опирания ворот на верхние направляющие.

Материал и способы соединения ферм. Для большепролетных ферм рекомендуется применять стали повышенной и высокой прочности классов С46/33—С60/45, С70/60. Применение освоенных высокопрочных строительных сталей классов С60/65 и С70/60 для больших пролетов особенно эффективно. Экономия стали достигается уменьшением сечений элементов благодаря высоким прочностным характеристикам этих сталей, а также в результате уменьшения нагрузок от собственной массы, влияние которой при больших пролетах значительно. Рационально применять легкие кровли, например, из оцинкованных стальных или алюминиевых профилированных листов с легкими утеплителями. Для уменьшения снеговых нагрузок рационально применять плоские или малоуклонные кровли без фонарей или с зенитными фонарями.

Большепролетные фермы следует проектировать сварными с монтажными соединениями на высокопрочных болтах или на сварке. Конструкции тяжелых ферм с монтажными соединениями на высокопрочных болтах менее трудоемки в изготовлении и монтаже и поэтому получают все большее распространение.

Сечения элементов ферм следует проектировать из минимального числа составных профилей, удобных для соединений, стыкования и окраски, а также с минимальным числом соединительных швов.

При назначении сечений поясов рекомендуется:

1. Принимать высоту сечения не более $^1/_8$—$^1/_{10}$ длины панелей для уменьшения дополнительных усилий, возникающих вследствие жесткости узлов.

2. Избегать одностороннего расположения сварных стыков, вызывающих деформации при сварке.

3. Изменять сечения по длине фермы в соответствии с изменением усилий в местах монтажных стыков и не чаще чем через 12 м.

4. Эксцентриситет центра тяжести при переходе от одного сечения к другому должен быть минимальным и не более 1,5% высоты сечения в Н-образных, крестовых и тавровых сечениях и не более 4% в двутавровых и замкнутых сечениях. При бо́льших значениях эксцентриситеты должны учитываться в расчетах.

Рис. 17.4. Типы сечений поясов ферм

5. Сечения элементов ферм пролетом до 50—60 м при легкой нагрузке следует принимать одностенчатыми, а при бо́льших пролетах или бо́льших нагрузках — двустенчатыми.

На рис. 17.4 приведены характерные типы сечений поясов сварных ферм. Из двустенчатых сечений наиболее целесообразны Н-образные симметричные широкополочные прокатные и сварные сечения (рис. 17.4, *б*, *в*); они удобны в сборке, легко центрируются и соединяются; в элементах таких сечений легко менять размеры. Недостаток этих сечений — возможность скопления в них пыли. В пониженных местах элементов следует устраивать специальные отверстия для выпуска воды, которая может попадать на них во время монтажа. Целесообразны также сечения поясов из двух швеллеров (рис. 17.4, *к*, *л*). Трубчатые (рис. 17.4, *и*) и замкнутые квадратные и прямоугольные (рис. 17.4, *м*, *н*) сварные сечения рациональны по расходу стали, но вызывают некоторые конструктивные трудности в решении узлов.

Для одностенчатых сечений наиболее рациональны тавровые сечения (рис. 17.4, *е*), получаемые разрезкой широкополочных двутавров и крестовые сечения (рис.

17.4, *ж*). Для легких ферм сравнительно небольших пролетов возможно применение сечения из двух уголков (рис. 17.4, *а*). Опорные раскосы проектируют по типу сечений поясов. Для двустенчатых элементов решетки наиболее характерны сечения типов, показанные на рис. 17.4, *в*, *и*, *к*, *о*, *п*. Сечения из двух ветвей прокатных профилей соединяются в основном планками или листами.

Сечения элементов второстепенных ферм наиболее рационально проектировать из высокопрочных электросварных труб. Связи покрытия рационально делать из труб или замкнутых профилей, сваренных из двух гнутых тонкостенных швеллеров.

Стыки поясов ферм следует делать преимущественно универсальными с расположением их в узлах ферм. В сжатых прямолинейных поясах ферм с большими усилиями применяют монтажные стыки на высокопрочных болтах с фрезеровкой торцов. Такие стыки рассчитывают на полную передачу сжимающих усилий через фрезерованные торцы, а высокопрочные болты — на возможные растягивающие силы или на 20—25% сжимающих усилий.

Расчет ферм производится в соответствии с указаниями гл. 4 и 11 как стержневые системы. Влияние изгибающих моментов от жесткости узлов учитывается только при ширине поясов более 1/10 длины панели. Для эффективного применения высокопрочных сталей расчетные гибкости элементов рационально иметь в пределах 40—60. Прогиб ферм определяется как для стержневой системы от нормативных нагрузок с коэффициентом 1,1, учитывающим влияние повышенной жесткости в узловых соединениях. Для предварительных расчетов прогиб стержневой системы может быть с достаточной точностью определен как для сплошной балки с моментом инерции 0,75—0,8 момента инерции поясов фермы относительно оси, проходящей через центр тяжести обоих поясов. При неразрезных балочных системах рационально использовать эффект регулирования напряжения некоторым смещением уровня опор.

17.1.5. Примеры балочных покрытий

На рис. 17.5 показана схема ангара мастерских, предназначенного для строительства в районе с сейсмичностью 9 бал. при снеговой нагрузке 0,7 кН/м².

Пролет ворот 84 м, глубина ангара 60 м. Покрытие — двухслойные утепленные алюминиевые плиты пролетом 12 м.

Легкая кровля рациональна в условиях значительной сейсмичности, так как при меньшем весе покрытия резко снижаются инерционные силы.

Несущая конструкция состоит из трапециевидных ферм пролетом 60 м, которые с одной стороны опираются на надворотную ферму, с другой — на колонны каркаса торца. К перекрытию подвешены многопролетные кран-балки грузоподъемностью 5 т.

В основных конструкциях перекрытия (в надворотной ферме и в растянутых элементах ферм пролетом 60 м) применена сталь марки 15ХСНД, а в остальных элементах — сталь марки Ст3. Высота надворотной фермы 9 м (или 1/9,3 *L*).

Учитывая значительную сейсмичность, принята развитая система связей (дополнительные диагональные связи в плоскости нижних поясов). Расход стали на покрытие 46 кг/м², на весь каркас здания 90 кг/м². Масса алюминиевых плит 10 кг/м².

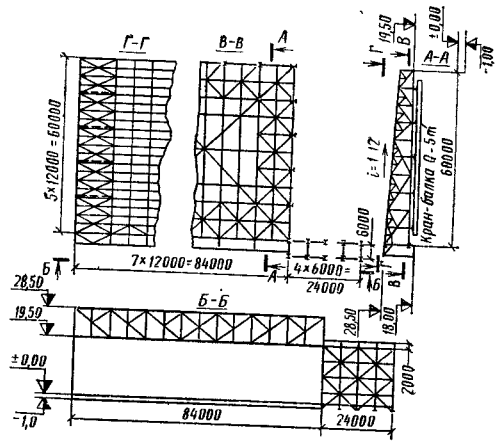


Рис. 17.5. Схема ангара пролетом 84 м

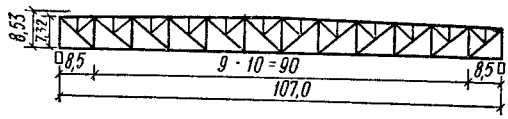


Рис. 17.6. Фермы покрытия пролетом 107 м

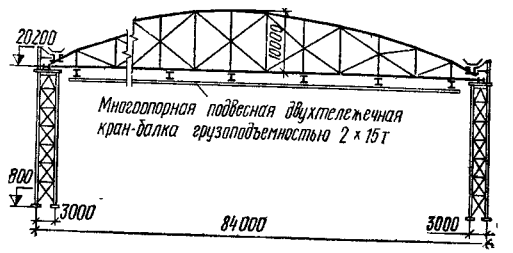


Рис. 17.7. Сегментные фермы покрытия пролетом 84 м

На рис. 17.6 показана схема основных несущих ферм покрытия пролетом 107 м. Шаг ферм 16 м. Высота ферм 8,53 м или 1/12,5 пролета. Пояса ферм крестового сечения из стали класса С44/29. Кровля и нагрузки на покрытие легкие. На основные фермы опираются вспомогательные фермы с шагом 9 м. Масса стальных конструкций здания при его высоте 30 м — 227 кг/м².

На рис. 17.7 показана схема основных поперечных конструкций здания пролетом

84 м. Сегментные фермы покрытия установлены с шагом 12 м. Шаг колонн 24 м. На верхние пояса ферм опираются панели легкой кровли размером 12×3. Пояса ферм сварного Н-образного сечения шириной 450 мм из стали класса С46/33. Усилия в стержнях решетки сегментных ферм незначительны; стержни решетки выполнены из двух швеллеров № 12, соединенных планками. Решетка — из стали марки Ст3. К продольным связевым фермам с шагом 12 м крепятся пути подвесных кранов грузоподъемностью 2×15 т. Средние связевые фермы большой высоты обеспечивают перераспределение крановых нагрузок на средние фермы, чем достигается снижение расхода стали и значительное повышение вертикальной жесткости основных ферм. На покрытие с крановыми путями без щитов кровли расход стали 63 кг/м², на все здание — 115 кг/м².

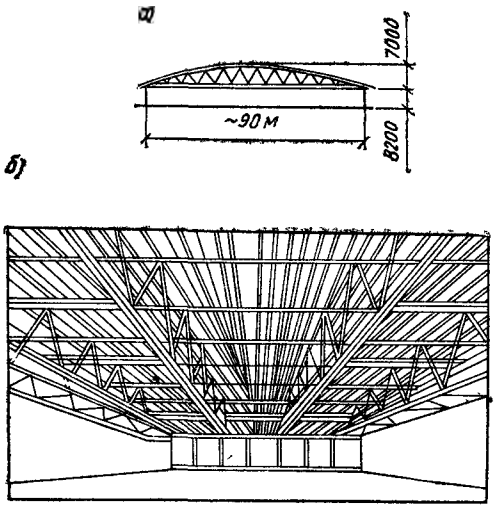


Рис. 17.8. Замена верхнего пояса фермы металлической кровлей

а — схема фермы; *б* — внутренний вид здания

На рис. 17.8 дана схема здания пролетом 90 м, перекрытого сегментными фермами, верхним поясом которых является стальной холодноформованный трапециевидный настил кровли из листа толщиной 4—5 мм; листы соединены между собой сваркой. Расстояние между фермами 10 м. Нижний растянутый пояс присоединен на опорах к профилированному листу горизонтальной фасонкой, распределяющей усилия на большое число волн. К нижнему поясу подвешены пути тельферов. Кровля утеплена пемзобетонными плитами. Влагоизоляция — рубероидный ковер. Масса конструкций вместе с листовым настилом около 90 кг/м².

На рис. 17.9 показана объемно-блочная конструкция покрытия спортивного зала пролетом 78 м. Объемные блоки этой конструкции состоят из двух ферм с шагом 3 м, к верхним и нижним поясам которых крепятся панели с предварительно-напряженной стальной листовой обшивкой. Фермы из одиночных уголков (материал — сталь 14Г2 и ВСт3пс) имеют высоту в середине пролета 3,8 м. Обшивка — из рулонной стальной ленты (материал — ВСт3кп) толщиной 1,2 мм. В обшивке верхних панелей создается предварительное растягивающее напряжение, несколько большее сжимающего, возникающего при работе конструкции.

Включение стальных обшивок ограждающих конструкций в работу основных конструкций снижает расход стали. Блоки состоят из отдельных объемных транспортабельных элементов размером в плане 13×3 м, соединенных между собой стальными листами на сварке. Масса стальных конструкций покрытия 94 кг/м².

Рис. 17.9. Объемно-блочная конструкция покрытия

а — форма блока; *б* — предварительно-напряженная панель; *в* — поперечный разрез блока

17.2. РАМНЫЕ ПОКРЫТИЯ

17.2.1. Характеристика

Рамные покрытия применяют для пролетов 40—150 м. Рамы с пролетами более 150 м становятся неэкономичными. Основные преимущества рамных покрытий по сравнению с балочными — меньший вес, бо́льшая жесткость и возможная меньшая высота ригелей. К недостаткам относятся: бо́льшая ширина колонн, что часто приводит к излишним габаритам зданий, чувствительность к неравномерным осадкам опор и изменениям температуры.

Рамные схемы покрытий бывают с горизонтальными и с ломаными ригелями при различной высоте рам. Рамы могут быть однопролетными и многопролетными. Многопролетные рамы экономичнее однопролетных. Сечения ригелей большепролетных рам проектируют преимущественно сквозными как более экономичными, однако при пролетах 40—60 м, особенно при ломаном очертании ригелей, они могут быть и сплошными.

Рамные конструкции эффективны при погонных жесткостях колонн, близких к погонным жесткостям ригелей, что позволяет перераспределять усилия от вертикальных нагрузок и значительно облегчить ригели: в этих случаях высота решетчатых ригелей может быть принята $^1/_{12}$—$^1/_{20}$ пролета, сплошных — $^1/_{20}$—$^1/_{30}$ пролета.

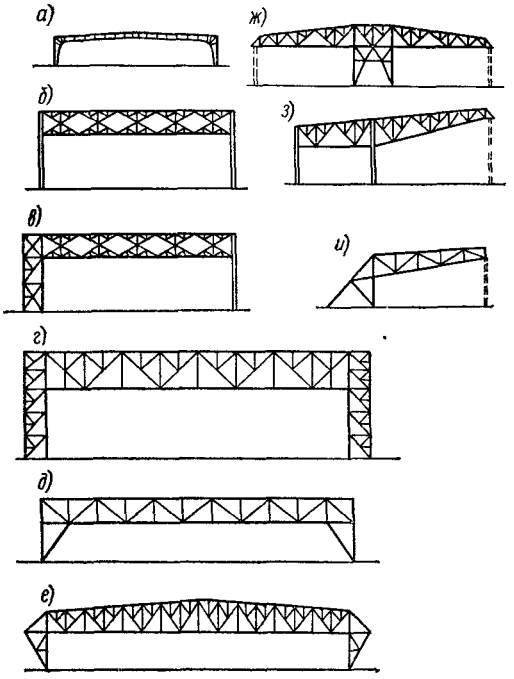


Рис. 17.10. Схемы рам

а — сплошная; *б* — сквозная: с гибкими стойками; *в* — с одной гибкой стойкой; *г* — с жесткими стойками; *д* — двухшарнирная; *е* — с подкосами снаружи; *ж* — двухконсольная, *з* — одноконсольная: *и* — консольная

При значительно бо́льших погонных жесткостях ригелей по сравнению с жесткостями колонн опорные моменты мало влияют на усилия в ригелях, поэтому последние мало отличаются от балочных схем. В этих случаях ригели проектируют такой же высоты, как ригели балочных конструкций.

По статической схеме рамы могут быть бесшарнирными и с шарнирами, преимущественно в уровне фундаментов. Бесшарнирные рамы более экономичны по расходу стали, но требуют более мощных фундаментов. Шарнирные рамы обычно применяют при пролетах до 100 м.

Некоторые основные схемы рам приведены на рис. 17.10.

Рамные схемы покрытий, как и балочные, могут быть по типу основной конструкции плоскостными (основное решение), состоящими из плоских рам и промежуточной конструкции; блочными, состоящими обычно из двух плоских рам с шагом 6 м и соединенными между собой связями в пространственные блоки, и трехгранными.

В блочных схемах повышается поперечная жесткость ригелей, конструктивно легче решаются связи, но несколько увеличивается их число, упрощается монтаж. Шаг основных конструкций, промежуточные конструкции и допустимые прогибы ригелей в рамных конструкциях принимаются такими же, как и в балочных.

В рамах, как в статически неопределимых конструкциях, возможно регулирование расчетных усилий подъемом или опусканием опор, смещением опор с оси колонн или поворотом опор, выгибом колонн во время монтажа, замыканием опорных узлов ригелей после укладки панелей покрытия, подвеской наружных стен или анкерных оттяжек на консолях, устройством и натяжением затяжек в уровне опор рам.

17.2.2. Расчет

Рамы рассчитывают методами строительной механики как стержневые системы, обычно с помощью ЭВМ (см. гл. 6 и расчетно-теоретический том справочника). Расчетные усилия в решетчатых рамах легкого типа для предварительных расчетов в целях упрощения можно определять как для сплошных стержней; при этом моменты инерции сквозных элементов следует принимать с коэффициентом 0,75—0,85, учитывая деформативность стержней решетки. Расчетную схему рамы рекомендуется принимать по осям, проходящим через центры тяжести сечений колонн и ригелей сплошного сечения или нижних поясов решетчатых ригелей.

17.2.3. Примеры рамных покрытий

Поперечные конструкции рамного покрытия промышленного здания пролетом 48 м (рис. 17.11) решены в виде двухшарнирных решетчатых рам легкого типа. Шаг рам 6 м. Покрытие — из утепленных легких щитов. Конструкция запроектирована с регулированием напряжений в результате смещения одной опоры внутрь здания на 4 см. Высота решетчатого ригеля 2,55 м, или $^1/_{19}$ пролета, что значительно меньше, чем обычно применяется в балочных конструкциях. Расход стали 55 кг/м^2 площади здания.

На рис. 17.12 показаны поперечные конструкции однопролетного здания, выполненные в виде трехшарнирных арок сплошного двутаврового сечения, переменной высоты. Шаг рам 7 м, пролет 63 м. Для такого типа рам целесообразно применение тонкостенных балочных сечений.

На рис. 17.13 показано решение большепролетного высокого здания, несущие

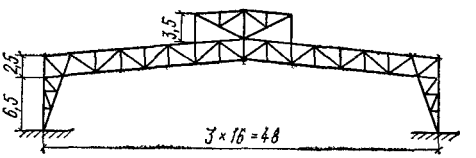


Рис. 17.11. Рама пролетом 48 м

конструкции которого выполнены в виде двухпролетных блочных рам пролетом 66 м. Промежуточная конструкция решена в виде подкосно-консольной системы, поддерживающей рамную трехшарнирную конструкцию поперечных фонарей. Блочные ригели рассчитаны также на усилия от крутящих моментов при возможной несимметричной снеговой нагрузке. Для уменьшения моментов в колоннах от постоянных нагрузок дыры в опорных фасонках ригелей смещены и замыкание рамы при монтаже ведется при свободном прогибе ригеля от собственной массы.

Кровля легкая. Здание оборудовано козловыми кранами, перемещающимися в продольном направлении, и подвесными поперечными кранами грузоподъемностью 5 т, размещаемыми между ригелями. Нормативная нагрузка от снега равна 0,15 кН/м², от ветра — 0,7 кН/м². Конструкции рам сварные; монтажные соединения — на высокопрочных болтах с пристрожкой торцов в сжатых стержнях.

Применение в этом здании козловых кранов вместо мостовых грузоподъемностью 75 т снизило расход стали примерно на 30%. Шаг основных рам 30 м — оптимальный для данных пролетов, высот и нагрузок и по сравнению с шагом 6 м позволяет довести экономию стали до 16%. Общий расход стали на сооружение (кг/м²):

конструкции перекрытия	83,6
подкрановые балки	6,4
колонны и вертикальные связи . .	39,2
фахверк продольной и торцевой .	19,8
Всего	149

Материал конструкции — сталь марки Ст3. При применении низколегированной

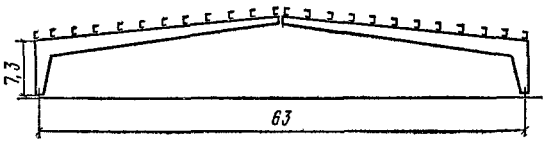
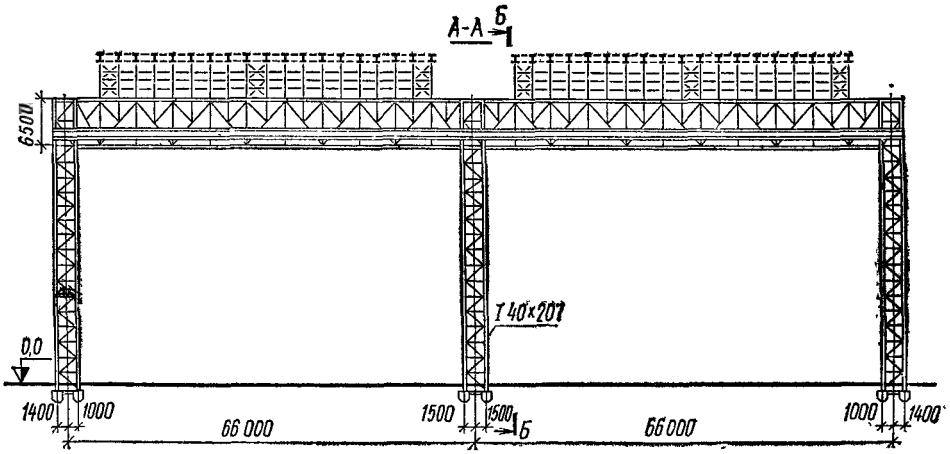
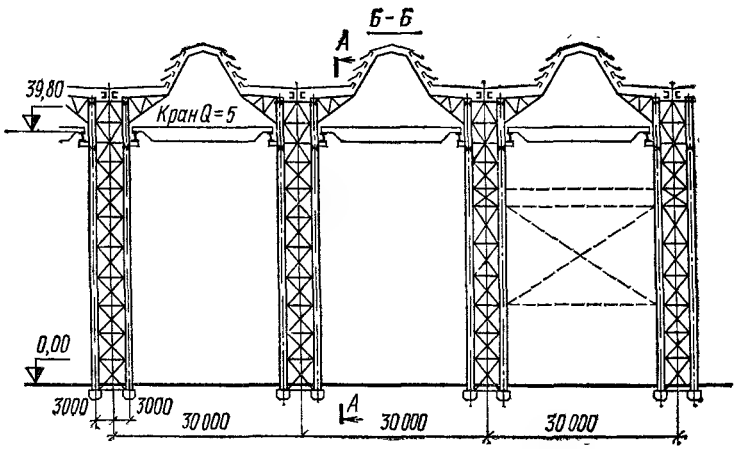


Рис. 17.12. Сплошностенчатая трехшарнирная рама пролетом 63 м

Рис. 17.13. Двухпролетное здание с пролетом 66 м





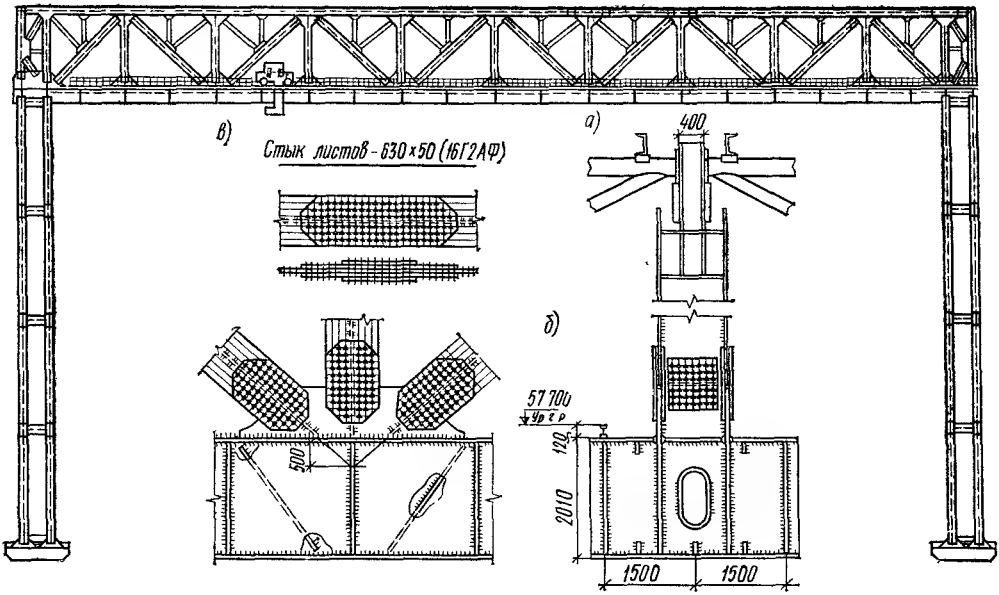


Рис. 17.14. Поперечная рама здания пролетом 120 м

а, б — узел соответственно верхнего и нижнего поясов ригеля; *в* — стык листов верхнего пояса

стали марки 14Г2 в основных элементах ригелей и колонн расход стали снижается до 130 кг/м², что свидетельствует об эффективности применения сталей повышенной прочности для несущих конструкций подобных сооружений. Блочная конструкция основных рам позволяет вести монтаж крупными блоками. Масса укрупненных монтажных элементов 160 т. Следует отметить хорошую пространственную работу блочных конструкций: при случайном выходе из работы одного из основных раскосов в одной ферме пространственная конструкция ригеля рамы продолжала работать благодаря перераспределению усилий между фермами.

На рис. 17.14 показана конструкция ригеля поперечных рам высокого промышленного здания пролетом 120 м. Здание оборудовано поперечными кранами грузоподъемностью 15 т. Шаг рам 36 м.

Ригели рам решены в виде подкраново-подстропильных плоских ферм высотой 10 м. Верхние пояса ферм и раскосы сварного Н-образного сечения из высокопрочной стали 16Г2АФ. Нижние пояса — коробчатого сечения шириной 3 м и высотой 2 м; по ним уложены подкрановые рельсы для мостовых кранов. Коробчатые сечения нижних поясов из стали 10Г2С1 рассчитаны на работу в сложных условиях от продольных усилий в системе рамы, на кручение при несимметричных крановых нагрузках и усилия от горизонтальных нагрузок из плоскости ферм. Колонны в плоскости рам сплошного сечения шириной 3,6 м. Монтажные соединения основных конструкций — на высокопрочных болтах (рис. 17.14, *б*). Сечения поясов при толщине листового металла 50—60 мм перекрываются двухслойными накладками со ступенчатым их расположением (рис. 17.14, *в*), чем обеспечивается хорошее стягивание накладок и экономия металла. На верхние узлы рамных ферм опираются промежуточные стропильные фермы пролетом 36 м, запроектированные из высокопрочных стальных труб. По фермам уложены кровельные щиты размером 12×6 м из профилированного стального настила. Утеплитель — пенопласт марки 200, масса 10 кг/м². Нормативная снеговая нагрузка 1,5 кН/м². Горизонтальные связи покрытия есть только в плоскости верхних поясов ферм. Отсутствие связей по нижним поясам основных ферм пролетом 120 м позволяет разместить мостовые краны в межферменном пространстве и получить значительный экономический эффект от снижения высоты здания. Освещение цеха осуществляется через высоко расположенные фасадные окна. Применение плоской бесфонарной кровли, снижающей снеговую нагрузку, особенно рационально для большепролетных зданий.

Схема несущих конструкций, соответствующая принципу концентрации нагрузок в основных элементах, позволяет наиболее полно использовать несущую способность высокопрочной стали.

Такая рамная конструкция обладает достаточной жесткостью. Вертикальный прогиб подкрановых путей в середине пролета ригелей от всех временных нагрузок 18 см, в том числе от крановых нагрузок 5 см (1/2400 пролета).

Горизонтальные смещения подкрановых путей от крановых воздействий 1,1 см.

Натурные испытания подтвердили большую жесткость конструкций. Расход стали на покрытие 220 кг/м².

Конструкции монтировали крупными блоками массой 900 т.

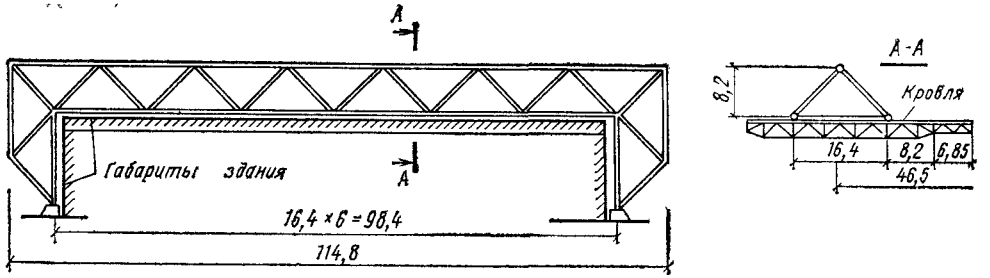


Рис. 17.15. Поперечные двухшарнирные рамы спортивного здания пролетом 98,4 м

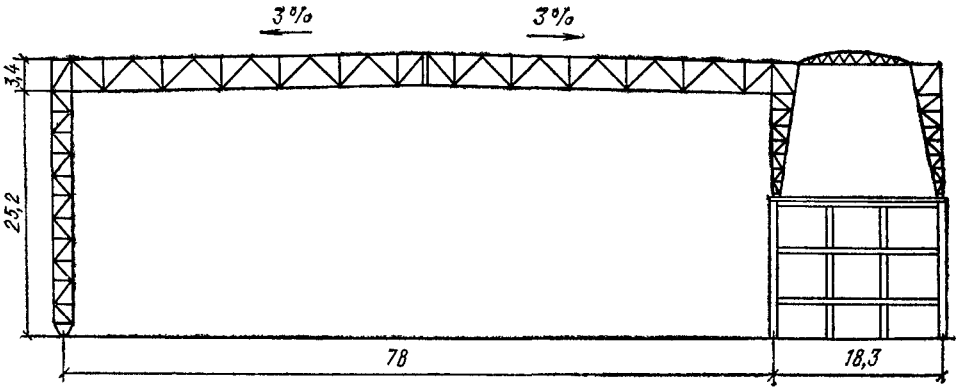


Рис. 17.16. Рама пролетом 78 м двухсекционного ангара

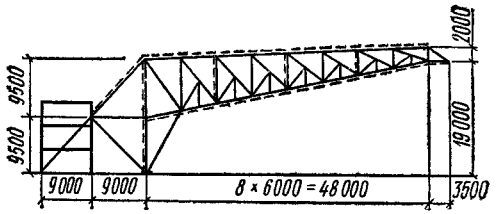
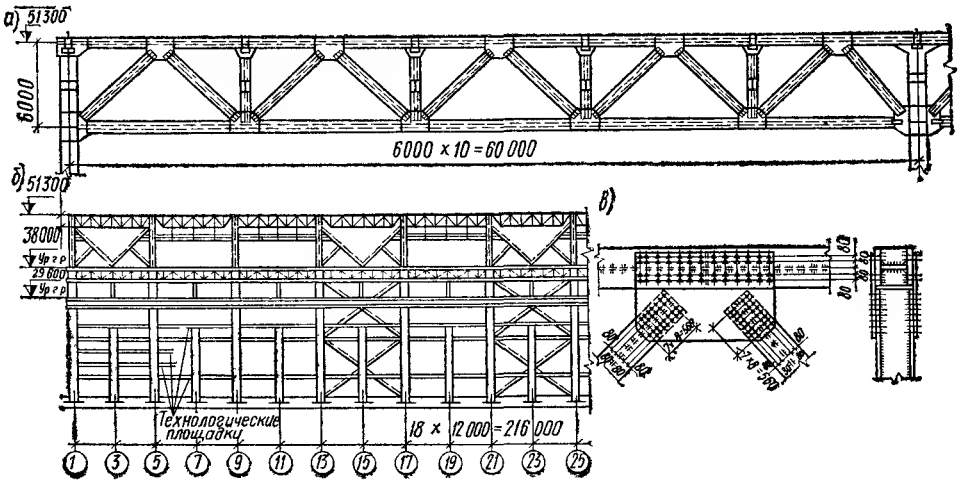


Рис. 17.17. Консольно-рамное покрытие ангара

Рис. 17.18. Ригель двухпролетной рамы с пролетами по 60 м

а — ригель; *б* — продольный разрез здания; *в* — узел верхнего пояса ригеля



Двухшарнирная рама (рис. 17.15) трехгранного сечения из труб имеет шаг рам 46,5 м. К нижним узлам рамных ригелей с шагом 16,4 м подвешиваются консольные фермы покрытия спортивного здания. Расположение несущих рам снаружи здания позволило существенно снизить полезную кубатуру здания.

На рис. 17.16 показана схема поперечных конструкций двухсекционного ангара. Каждый пролет перекрыт однопролетными двухшарнирными решетчатыми рамами. Колонны рам опираются в разных уровнях: на уровне пола и на железобетонные конструкции каркаса бытовых помещений. Шаг рам 9 м. Сечение поясов ригелей составного двухстенчатого сечения из прокатных профилей. Ригели с параллельными поясами при пролете 78 м имеют высоту всего 3,4 м ($^1/_{23}$ пролета). Посередине пролетов рам — продольные связевые фермы высотой 3,4 м. Вдоль центральной оси пролетов покрытия устроены зенитные купольные фонари. Монтажные соединения основных несущих конструкций — на высокопрочных болтах.

На рис. 17.17 показан проект покрытия ангара консольными рамами с вылетом консоли 51,5 м. Шаг рам чередующийся — 6 и 24 м, причем каждая пара рам с 6-метровым шагом завязана вертикальными и горизонтальными связями в жесткий блок. Между рамами расположены фермы одинаковой высоты (2 м) с параллельными поясами и шагом 12 м. Кровля — из утепленных алюминиевых плит длиной 12 м. Основные несущие конструкции запроектированы из стали марки 14Г2. Расход стали 61 кг/м² площади здания.

На рис. 17.18 показана конструкция решетчатого ригеля двухпролетной рамы с пролетами по 60 м. Шаг рам 24 м. Высота ригелей с параллельными поясами 6 м. Кровля легкая. Здание с плоской кровлей и зенитными фонарями, расположенными в средней части здания. Нормативная снеговая нагрузка 1,5 кН/м².

Сечения поясов и решетки рамных ригелей Н-образные, материал основных сечений — сталь повышенной прочности 10Г2С1. Монтажные соединения—на высокопрочных болтах. Узлы соединения раскосов решетки с поясами — на накладных фасонках (рис. 17.18, *в*). К стойкам ригелей крепятся промежуточные стропильные фермы с шагом 12 м с сечениями из труб. Кровельные щиты размером 12×3 м с применением профилированного стального настила. Расход стали на конструкции покрытия 66 кг/м² (без щитов), из них на основные ригели 38 кг/м², на промежуточные стропильные фермы 16 кг/м².

ГЛАВА 18. АРОЧНЫЕ ПОКРЫТИЯ

18.1. ХАРАКТЕРИСТИКА

Арки рационально применять для зданий с большими пролетами и с преобладанием равномерно распределенных нагрузок. Распор арок рекомендуется передавать через фундаменты на грунт. В случае особо неблагоприятных грунтовых условий распор воспринимается затяжкой, устраиваемой ниже уровня пола. Затяжки устраивают также при опирании арок на колонны или высокие опоры небольшой жесткости.

По статической схеме арки подразделяются на трехшарнирные, двухшарнирные и бесшарнирные. По меньшему расходу стали, большей жесткости некоторое преимущество имеют бесшарнирные арки, но они требуют более массивных опор; по общей стоимости все три типа арок примерно равноценны. В трехшарнирных арках, как в статически определимых системах, от температурных колебаний не возникает никаких усилий. В двухшарнирных арках необходимо учитывать усилия от колебания температуры, а в бесшарнирных — также и возможные осадки опор.

Арочные покрытия по типу компоновки основных конструкций могут быть плоскостными и блочными. Учитывая малую жесткость арок из своей плоскости, рационально вести монтаж спаренными арками. Возможно также выполнение арок в виде складчатой конструкции.

Наивыгоднейшая высота арки находится в пределах $^1/_4$—$^1/_6$ пролета. Очертание арки должно возможно ближе совпадать с кривой давления; в этом случае изгибающие моменты минимальны. Арки весьма чувствительны к неравномерной нагрузке. Кривая давления в арке от постоянной нагрузки — парабола, поэтому чаще всего форма арки принимается параболической. Однако для удобства изготовления элементы арки принимаются иногда очерченными по дуге круга или прямолинейными, если это не нарушает архитектурных требований. В пологих арках дуга круга почти совпадает с

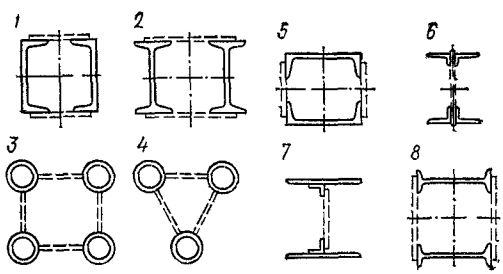


Рис. 18.1. Сечения поясов арок (*1—8* — типы)

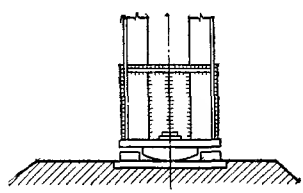


Рис. 18.2. Опорный узел арки

параболой; в более высоких арках параболу рационально заменять сочетанием дуг окружностей различных радиусов. При передаче давления на арку в редко расположенных узлах может оказаться целесообразным ломаное очертание арки, вписанное в кривую давления.

Высота сечения арки зависит от пролета и соотношения между величинами постоянной и временной нагрузок и принимается для решетчатых арок в пределах $^1/_{30}$—$^1/_{60}$ пролета, для сплошных сечений — $^1/_{50}$—$^1/_{80}$. Сплошные сечения в арках следует принимать при условии возможности вальцовки прокатных профилей.

Сечения сквозных арок рекомендуется назначать постоянной высоты (арки с параллельными поясами), но в двух- и трехшарнирных арках часто применяются переменные по высоте сечения (серповидные арки или полуарки). Возможные типы сечений поясов арок показаны на рис. 18.1.

Шарниры в пятах и ключе арок рекомендуется делать плиточными с центрирующей прокладкой. Для восприятия поперечных сил служат ограничители, расположенные с двух сторон основной плитки шарнира (рис. 18.2). Применявшиеся ранее литые балансирные шарниры значительно дороже и потому не рекомендуются.

18.2. РАСЧЕТ

В двухшарнирных и бесшарнирных арках вследствие деформаций от нормальных сил появляются изгибающие моменты, напряжения от которых в двухшарнирной арке при постоянных нагрузках не превышают 10% напряжений сжатия.

Напряжения, МПа, вследствие температурных изменений могут быть определены по формулам:

в двухшарнирной арке

$$\sigma = \pm 0{,}937\, E\alpha t \frac{h}{f} = \pm 2{,}36\, t \frac{h}{f} \qquad (18.1)$$

в бесшарнирной арке:

в пролете $\sigma_1 = \pm 4{,}72\, t \dfrac{h}{f}$; (18.2)

на опоре $\sigma_2 = \pm 9{,}44\, t \dfrac{h}{f}$, (18.3)

где t — изменение температуры, °С, h/f — отношение высоты сечения арки к стреле подъема (относительная величина).

Вследствие односторонней нагрузки (снег, ветер) в двух- и трехшарнирной арках возникают изгибающие моменты, наибольшие значения которых в четверти пролета

$$M = \frac{ql^2}{64}. \qquad (18.4)$$

В бесшарнирной арке наибольшего значения моменты достигают в пятах и равны примерно величине, определяемой по выражению (18.4).

Распор от равномерно распределенной нагрузки для арок с очертанием, близким квадратной параболе, определяется с достаточной точностью по формуле

$$H = \frac{ql^2}{8f}. \qquad (18.5)$$

Нормальное усилие в сечениях арки

$$N = H/\cos\alpha, \qquad (18.6)$$

где α — угол наклона касательной к арке в данном сечении.

Изгибающие моменты от сосредоточенной силы P в двухшарнирной арке определяются вычитанием из моментов M_0 (для балки на двух опорах) моментов от распора:

$$H = 0{,}625\, P \frac{ab}{fl}\left(1 + \frac{ab}{l^2}\right), \qquad (18.7)$$

где a и b — расстояние груза P от левой и правой опор.

В табл. 18.1 приведены моменты от единичной сосредоточенной силы при пролете $l=1$ под грузом, в $^3/_4$ пролета и наибольшие, вычисленные для двухшарнирных параболических арок.

В бесшарнирных параболических арках опорные моменты и распор определяются по формулам:

$$H = \frac{15}{4}\frac{Pa^2b^2}{l^3 f}; \qquad (18.8)$$

$$M_A = \frac{Pab}{l}\frac{b}{l}\left(1{,}5\frac{a}{l} - \frac{b}{l}\right); \qquad (18.9)$$

$$M_B = \frac{Pab}{l}\frac{a}{l}\left(1{,}5\frac{b}{l} - \frac{a}{l}\right). \qquad (18.10)$$

Таблица 18.1. **Моменты в двухшарнирной параболической арке от единичного сосредоточенного груза**

Определяемый момент	Момент от единичного сосредоточенного груза, приложенного на расстоянии от опоры А						Множитель
	0,1 l	0,2 l	0,25 l	0,3 l	0,4 l	0,5 l	
Под грузом	0,0679	0,0858	0,0831	0,0766	0,0614	0,0547	Pl
При x=0,75 l	—0,021	—0,037	—0,0419	—0,0441	—0,0395	—0,0215	Pl
$M_{макс}$	—0,0215 при x=0,704 l	—0,0375 при x=0,715 l	—0,042 при x=0,725 l	—0,0442 при x=0,736 l	—0,0398 при x=0,769 l	—0,0253 при x=0,18 l; x=0,82 l	Pl

Таблица 18.2. **Моменты в бесшарнирной параболической арке от единичного сосредоточенного груза**

Определяемый момент	Момент от единичного сосредоточенного груза, приложенного на расстоянии от опоры А						Множитель
	0,1 l	0,2 l	0,25 l	0,3 l	0,4 l	0,5 l	
M_A	—0,0608	—0,064	—0,0527	—0,0368	0	0,0312	Pl
Под грузом	0,0255	0,0538	0,0593	0,0595	0,0518	0,0469	Pl
При $X=0,75l$	—0,0045	—0,014	—0,0188	—0,0228	—0,026	—0,0195	Pl
M_B	0,0112	0,032	0,041	0,0472	0,048	0,0312	Pl

В табл. 18.2 приведены моменты в бесшарнирной параболической арке.

Устойчивость круговой арки в плоскости действия сил может быть проверена по формуле

$$\sigma_{кр}=kE\frac{i^2}{R^2}, \qquad (18.11)$$

где $\sigma_{кр}$ — критические напряжения, МПа; i — радиус инерции сечения; R — радиус кривизны арки; k — коэффициент, принимаемый по табл. 18.3.

Таблица 18.3. **Коэффициент k в круговой арке**

2α*, град	Значения k в арке		
	бесшарнирной	двухшарнирной	трехшарнирной
30	294	143	108
60	73,3	35	27,6
90	32,4	15	12
120	18,1	8	6,75
150	11,4	4,76	4,32
180	8	3	3

* α — угол наклона арки на опоре к горизонту.

Устойчивость параболической арки постоянного сечения при равномерно распределенной вертикальной нагрузке может быть проверена по формуле

$$\sigma_{кр}=\frac{q_{кр}\,l^2}{8fF}=\frac{kEJ}{l^3}\,\frac{l^2}{8fF}=\frac{kEi^2}{8lf}, \qquad (18.12)$$

где l — пролет; f — стрела подъема арки; k — коэффициент, принимаемый по табл. 18.4.

Таблица 18.4. **Коэффициент k параболической арки**

f/l	Значения k в арке		
	бесшарнирной	двухшарнирной	трехшарнирной
0,1	60,7	28,5	22,5
0,2	101	45,4	39,6
0,3	115	46,5	46,5
0,4	111	43,9	43,9
0,5	97,4	38,4	38,4
0,6	83,8	30,5	30,5

Из значений k табл. 18.4 видно, что арка наиболее устойчива при отношении $f/l\approx0,3$.

Коэффициент безопасности на устойчивость должен быть не меньше 1,4. Проверка на устойчивость может быть выполнена приближенно по обычной методике проверки устойчивости стержней с учетом коэффициента продольного изгиба, φ, коэффициентов расчетной длины μ (табл. 18.5)

Таблица 18.5. **Коэффициент μ**

Арка	Значения μ при отношении f/l*, равном			
	0,05	0,2	0,3	0,4
Трехшарнирная	0,6	0,6	0,6	0,65
Двухшарнирная	0,5	0,55	0,6	0,65
Бесшарнирная	0,35	0,375	0,4	0,425

* f/l — отношение стрелы подъема к пролету арки.

прямолинейного стержня, устойчивость которого равна устойчивости арки, а расчетная длина $l_0=\mu l$, где l — пролет арки.

Устойчивость арки из ее плоскости должна быть обеспечена горизонтальными связями либо жесткими плитами покрытия.

Усилие в решетке сквозных арок D (рис. 18.3) зависит от поперечной силы Q и определяется по формуле

$$D=\frac{Q}{\sin\beta}, \qquad (18.13)$$

где β — угол наклона решетки к поясу.

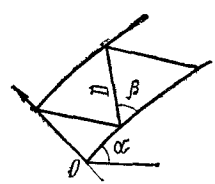


Рис. 18.3. Расчетная схема решетки арки

Поперечные силы находят как проекцию на нормаль суммы всех левых сил

$$Q=(V-\Sigma P)\sin\alpha-H\cos\alpha, \qquad (18.14)$$

где V — вертикальная составляющая опорной реакции; ΣP — сумма вертикальных нагрузок до рассматриваемого сечения; H — распор; α — угол наклона данного сечения арки к горизонту.

Поперечная сила от равномерно распределенной нагрузки близка к нулю. При односторонней нагрузке Q достигает максимального значения у опор и в ключе арки.

При загружении криволинейных сквозных арок сосредоточенными в узлах силами необходимо также учитывать местные изгибающие моменты $M_м$, возникающие вследствие кривизны пояса:

$$M_м = \frac{ql^2}{24 \cos \alpha} \frac{d^2}{l^2}, \qquad (18.15)$$

где d — длина панели решетки.

Формула (18.15) дана для одного пояса симметричного сечения арки.

18.3. ПРИМЕРЫ АРОЧНЫХ ПОКРЫТИЙ

Вариант проекта покрытия стадиона «Динамо» предусматривает устройство сквозных стальных арок пролетом 200 м с шагом 18 м (рис. 18.4) при высоте в ключе 50 м. Нагрузка от массы покрытия с учетом собственной массы арок 250 кг/м².

Нагрузка от снега $p = 1000 \frac{l}{10f} = 400$ Н/м².

Сечение арок принято из трех труб диаметром 529 мм, связанных решеткой из уголков. Очертание арки — из прямолинейных отрезков длиной 12 м, вписанных в параболу. Местные моменты вследствие прямолинейности участков невелики. Арки запроектированы из низколегированной стали. Масса их 32,5 кг/м² перекрываемой площади. Общая масса с учетом веса прогонов 65 кг/м².

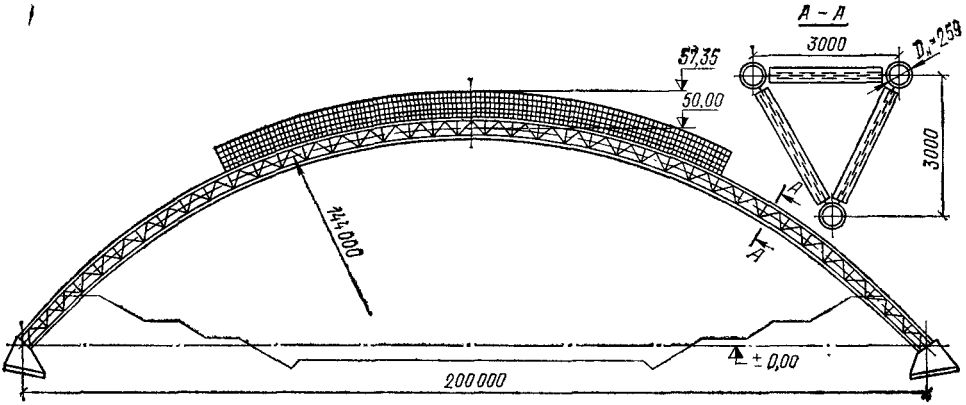


Рис. 18.4. Вариант проекта арочного покрытия стадиона «Динамо»

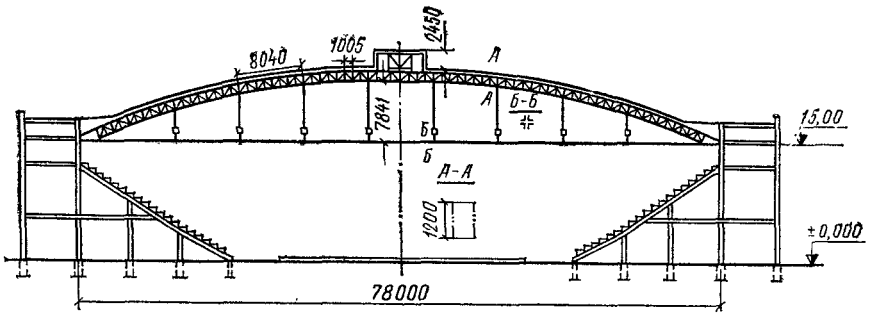


Рис. 18.5. Покрытие спортивного зала стадиона имени В. И. Ленина в Лужниках

Аркой с затяжкой в уровне опор пролетом 78 м перекрыт спортивный зал в Лужниках (рис. 18.5).

На рис. 18.6 показан поперечный разрез склада концентратов металлургического завода. Трехшарнирные арки перекрытия образуются двумя фермами с параллельными поясами: высота ферм 2,8 м; пролет арки 54 м; высота от пятовых шарниров до ключа 21,2; шаг 7 м. Чтобы увеличить вместимость склада, отметка пола принята ниже пят на 3 м. Арка в ключе поддерживает загрузочную транспортерную галерею. Расположение шарниров в уровне нижнего пояса ферм и значительная нагрузка от транспортерной галереи создают в обоих поясах ферм сжимающие усилия. Покрытие склада выполнено из волнистых асбестоцементных листов усиленного профиля по стальным прогонам. Несущие конструкции выполнены из стали марки Ст3. Расход стали на арки 20 кг/м² при общем расходе стали 46,5 кг/м² перекрываемой площади.

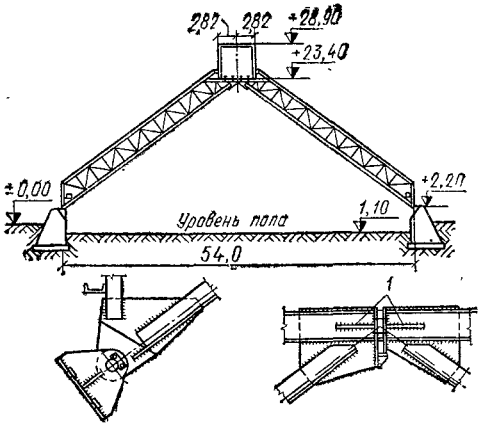


Рис. 18.6. Покрытие склада концентрата металлургического завода

том 12 м. Расход стали 55 кг/м² перекрываемой площади помещения, из них на арки приходится 26 кг/м². Расход алюминия на плиты покрытия 8,2 кг/м². Арки выполнены из стали марки 14Г2, остальные конструкции — из стали марки Ст3.

На рис. 18.8 показана двухшарнирная серповидная арка. Смещением опор наружу при монтаже создаются растягивающие усилия в нижнем поясе и раскосах, превышающие усилия сжатия от внешних нагрузок, вследствие чего стало возможным запроектировать их из тросов.

На рис. 18.9 показана комбинированная система — арка с балкой жесткости. Шаг арок 36 м; на балки жесткости коробчатого сечения опираются через 12 м продольные фермы, несущие щиты кровли и балки подвесных кранов. Конструкции арок и подвесок вынесены наружу здания.

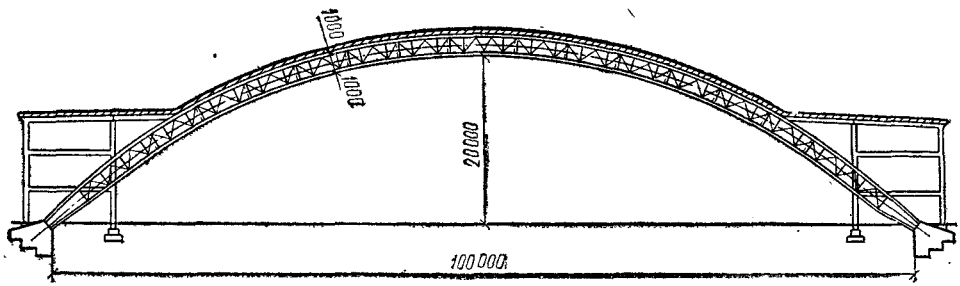


Рис. 18.7. Проект арочного покрытия ангара

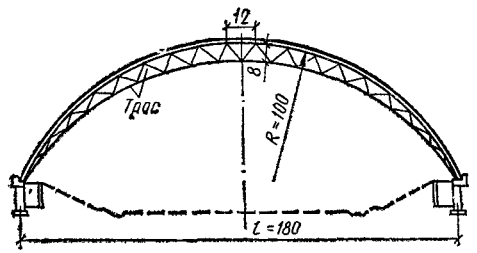


Рис. 18.8. Серповидная арка покрытия пролетом 180 м

На рис. 18.7 дан проект покрытия ангара длиной 60 м двухшарнирными арками пролетом 100 м. Шаг арок 12 м. Кровля — из утепленных алюминиевых плит проле-

ГЛАВА 19. ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ И ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ

19.1. ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ ПОКРЫТИЯ

19.1.1. Общие сведения

Пространственными называются покрытия, у которых оси всех несущих элементов не лежат в одной плоскости.

Пространственные металлические конструкции можно разделить на три основные группы: стержневые плиты, цилиндрические оболочки и оболочки двоякой кривизны (купола) (рис. 19.1).

Все три типа пространственных покрытий представляют собой, как правило, про-

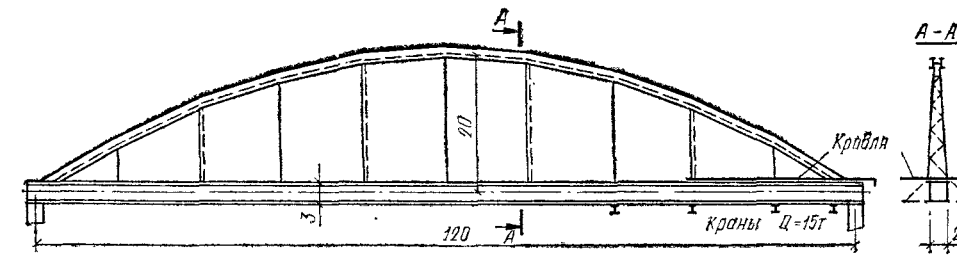


Рис. 18.9. Арка с балкой жесткости пролетом 120 м

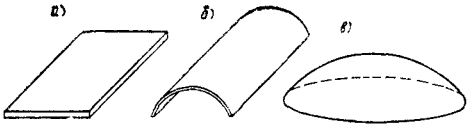


Рис. 19.1. Основные типы пространственных покрытий

странственные фермы, реже рамы с определенной регулярной структурой. Основные типы структур пространственных стержневых систем приведены на рис. 19.2, *а—к* и 19.3, *а—л* В основе первой группы структур (см. рис. 19.2) лежит сеть из четырехугольных ячеек. Вторая группа структур основана на сети из треугольных ячеек. Все структуры можно разделить на однослойные (односетчатые) и двухслойные (двухсетчатые). Узлы однослойных структур лежат на одной поверхности. Узлы двухслойных структур лежат на двух поверхностях. Однослойные структуры характерны для третьего типа пространственных покрытий— стержневых оболочек положительной гауссовой кривизны, сетчатых куполов. Они применяются также в цилиндрических оболочках небольшого пролета. Для стержневых плит чаще всего используются двухслойные структуры (рис. 19.2, *д—к*, рис. 19.3, *е—л*).

Пространственные металлические конструкции обладают рядом преимуществ по сравнению с традиционными решениями. Основными являются следующие:

1) максимальная унификация узлов и стержневых элементов;

2) пространственность работы системы, способность воспринимать неравномерные, сосредоточенные нагрузки;

3) повышенная жесткость;

4) повышенная надежность, исключающая возможность внезапных разрушений;

5) облегчение ограждающих конструкций кровли благодаря частой сетке узлов;

6) возможность использования совершенных методов монтажа (сборка конструкций на земле и подъем покрытия крупными блоками);

7) сборно-разборность (при необходимости);

8) архитектурная выразительность и гибкость применения для зданий различного назначения.

Вместе с тем необходимо отметить, что узлы пространственных конструкций, как правило, более сложны в изготовлении.

Широкое применение пространственных металлических конструкций зависит в основном от развития и совершенствования автоматизированных и поточных производств, позволяющих изготовлять крупные серии стандартных конструктивных элементов при сравнительно небольших затратах.

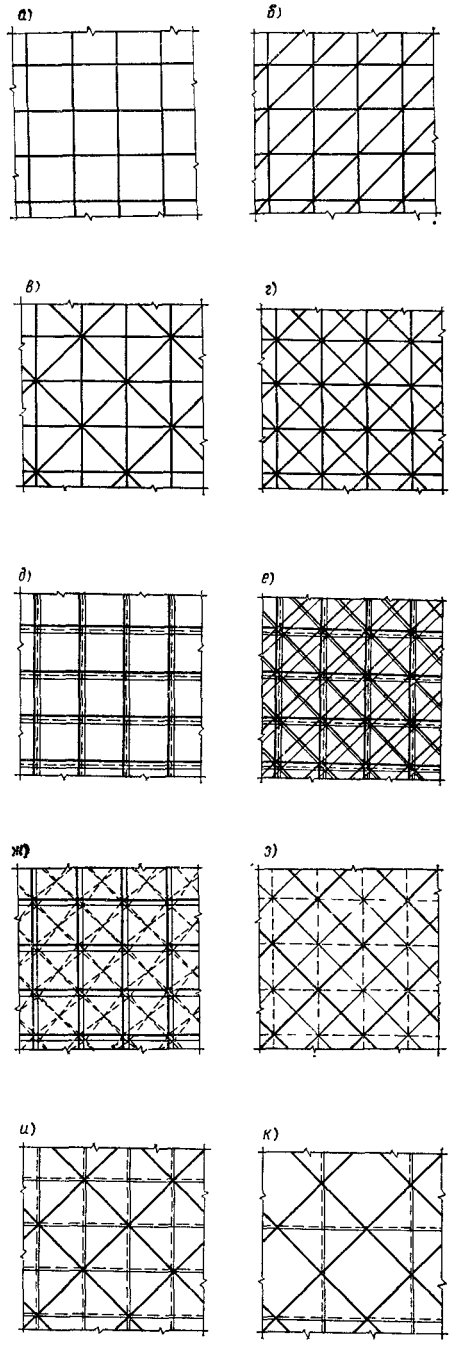


Рис. 19.2. Структуры пространственных покрытий на основе квадратной ячейки

▬▬ — стержни верхней сетки; ——— — стержни нижней сетки; — — — — стержни соединительной решетки

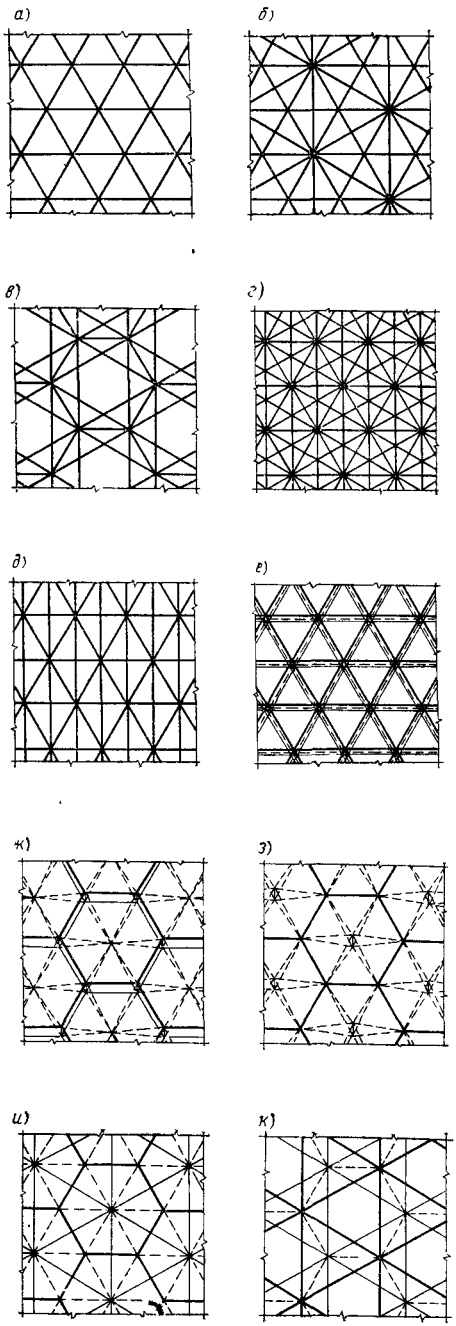
19.1.2. Стержневые плиты

Стержневые плиты могут иметь различные конфигурации в плане, произвольное число и расположение опор.

Основные преимущества стержневых плит заключаются в однотипности конструктивных элементов, возможности их максимальной унификации, удобстве расположения подвесного транспорта и подвесных

потолков. Наибольшее распространение получили стержневые плиты с ортогональной сеткой поясов (см. рис. 19.2, *з*, *и*, *к*). Для большепролетных покрытий сложной конфигурации в плане с малым числом опор применяются также двухпоясные системы с треугольной сеткой (см. рис. 19.3, *е*, *к*), имеющие наибольшую пространственную жесткость

В зарубежном строительстве применяются различные конструктивные решения узловых соединений (рис. 19.4).



Узловой элемент системы «Октаплатт», ФРГ (рис 19.4, *а*), представляет собой полый шар, сваренный из двух штампованных полушарий. Трубчатые стержни соответствующей длины имеют обрезанные под прямым углом торцы без специальной обработки кромок. Однотипность узлов допускает сварку специальными полуавтоматическими приспособлениями. Углы подхода стержней к узлу могут быть любыми. Усилия в отдельных стержнях могут достигать 200 кН. Покрытия системы «Октаплатт» сваривают

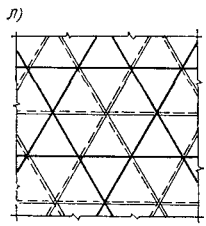


Рис. 19.3. Структуры пространственных покрытий на основе треугольной ячейки

▬▬ — стержни верхней сетки; ——— — стержни нижней сетки; — — — — стержни соединительной решетки

из отдельных элементов на строительной площадке, часто на проектной отметке. Недостатком узла являются малые допуски в длинах труб и большой объем монтажной сварки.

Узловой элемент системы «Триодетик», Канада (рис. 19.4, *б*), представляет собой цилиндр с прорезями рифленого профиля. Число пазов может достигать девяти. Концы трубчатых стержней обрезаны под соответствующими углами и расплющены на специальном прессе по форме, соответствующей профилю паза узловой детали. Все стержни фиксируются в прорезях одним зажимным болтом. Конструкции изготовляют из алюминиевых сплавов и из стали.

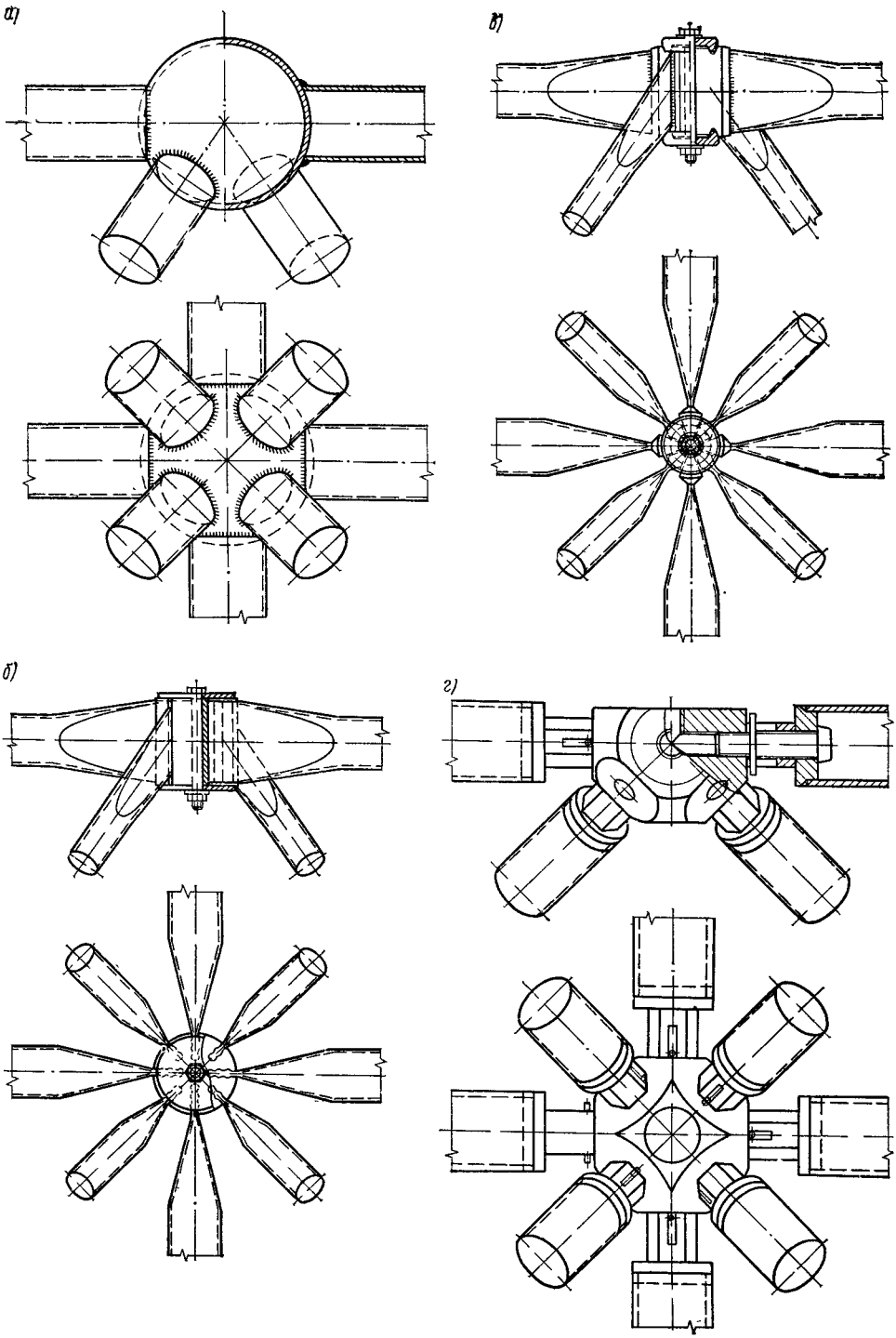
Узел системы «ИФИ», ГДР (рис. 19.4, *в*), состоит из двух стальных круглых дисков с ребрами по краю, стягиваемых между собой одним высокопрочным болтом. Между дисками зажимаются клиновидные наконечники, приваренные к сплющенным концам труб.

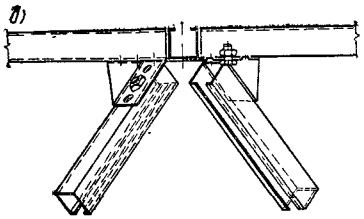
Эти три типа узловых соединений наиболее универсальны, они могут применяться не только для стержневых плит, но и для сетчатых оболочек одинарной и двоякой кривизны.

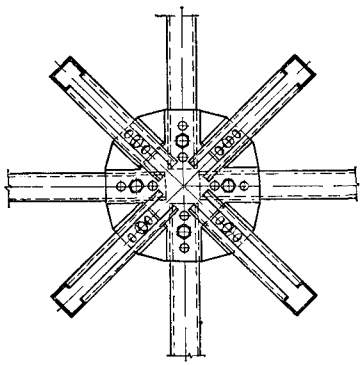
Другие типы узловых соединений в значительно большей степени носят черты жесткой унификации и могут применяться только для стержневых плит с октаэдрической структурой.

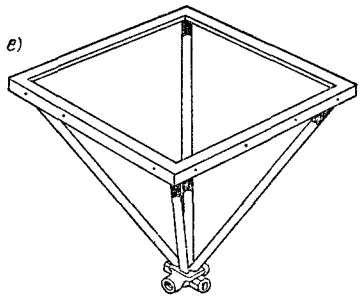
Узловой элемент системы «Меро», ФРГ (рис. 19.4, *г*), представляет собой шар с отверстиями, имеющими резьбу. Для присоединения к шару на концах трубчатых стержней предусмотрены конические наконечники с вставным болтом и муфтой. Вращением муфты болт ввинчивается в отверстие шара. Конструкция узла допускает соединение до 18 стержней.

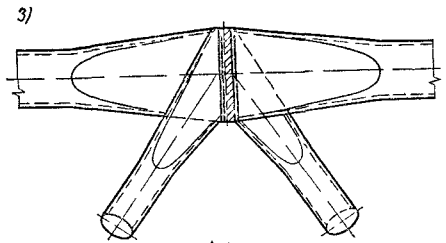
Узловой элемент системы «Юнистрат», США (рис. 19.4, *д*), выполнен в виде штам-

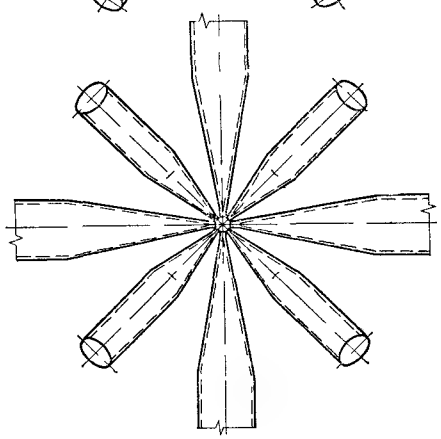

а)
в)
б)
г)











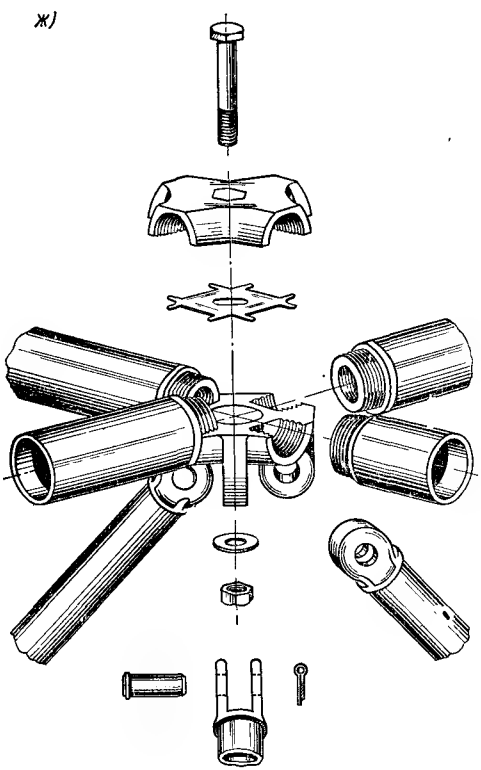


Рис. 19.4. Узлы пространственных покрытий

рованного фасонного алюминиевого или стального листа с восемью плоскостями для подхода стержней швеллерного профиля. Каждый стержень соединяется с узловым элементом одним болтом Хорошую работу соединения на сдвиг обеспечивают выступы и соответствующие им углубления на примыкающих плоскостях стержней и узловой детали

В основу английской системы «Спейс-Дек» и ее разновидности «Нейк-систем» положен пирамидальный элемент заводского изготовления (рис 19 4, *е*) Квадратное основание пирамиды выполняют из уголкового профиля, с основанием соседней пирамиды его соединяют болтами. Вершины пирамид имеют трубчатые муфты, соединяемые элементами из высокопрочной стали. Монтировать покрытия можно целиком, отдельными трехгранными фермами или блоками из двух пространственных ферм.

Узловой элемент «Нодус» (рис 19 4, *ж*) состоит из двух половин и имеет четыре патрубка, в которые закладываются наконечники четырех поясных стержней. Обе половины стягиваются болтом. Передача усилий осуществляется благодаря рифленой поверхности соприкасающихся патрубков и наконечников. Раскосы присоединяются к

специальным проушинам с помощью шпильки на одной из половин узловой детали или на обеих.

Разновидность «Меро» — узловой элемент системы «Веймар», ГДР, представляющий собой полушарие с отверстиями; стержни присоединяются болтами. Внутренняя полость полушара закрывается плоской крышкой. Разработан также вариант узла, состоящий из двух полусфер.

Узловое соединение, разработанное в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко (см. рис. 19.4, *з*), отличается от ранее применявшихся тем, что сплющенные концы всех примыкающих стержней непосредственно сваривают-ся между собой без каких-либо переходных деталей. Ванная сварка осуществляется в специальном кондукторе на медной подкладке. Масса сварного узла не превышает 2,5% массы всей конструкции. В ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко разработано также складчатое покрытие из прокатных профилей.

В отечественной строительной практике наибольшее распространение получили решения ЦНИИСКа, узловые соединения ИФИ в покрытиях типа «Берлин», узел типа «Меро», усовершенствованный Московским архитектурным институтом.

Статический расчет стержневых плит производится на ЭВМ по специально разработанным программам. На стадии эскизного проектирования используются приближенные методы.

19.1.3. Цилиндрические сетчатые оболочки

Цилиндрические сетчатые оболочки чаще всего выполняют в виде сводов с опиранием по прямолинейным образующим контура (рис. 19.5, *а*), однако могут применяться и другие схемы опирания — на торцевые диафрагмы и с промежуточными опорами (рис. 19.5, *б*, *в*). При пролетах не превышающих 30 м, цилиндрические оболочки выполняются односетчатой структуры с квадратными и треугольными ячейками (см. рис. 19.2, *а*—*в*, рис. 19.3, *а*—*д*). При больших пролетах применяются двухсетчатые структуры (см. рис. 19.2, *д*—*к*, рис. 19.3, *е*—*л*). Как и стержневые плиты, цилиндрические сетчатые оболочки имеют однотипные узлы. Конструктивной особенностью цилиндрических оболочек является то, что оси двух соседних узлов не лежат в одной плоскости, поэтому стержневые элементы чаще всего проектируют из круглых труб или тонкостенных открытых профилей, допускающих закручивание осей стержней на определенный угол без возникновения значительных напряжений.

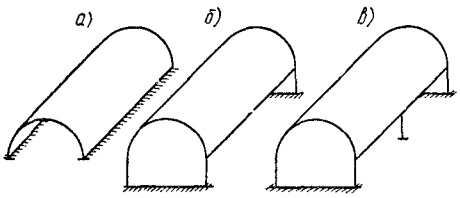


Рис. 19.5. Схемы опирания цилиндрических покрытий

Для цилиндрических сетчатых оболочек применяются универсальные узловые соединения типа «Октаплатт», «Триодетик», ИФИ, а также узловые соединения, разработанные специально для цилиндрических оболочек. Например, в ЧССР разработана конструкция цилиндрического свода, состоящая из стержней швеллерного профиля и шестиугольных узловых деталей. Стержни крепятся болтами (рис. 19.6, *а*).

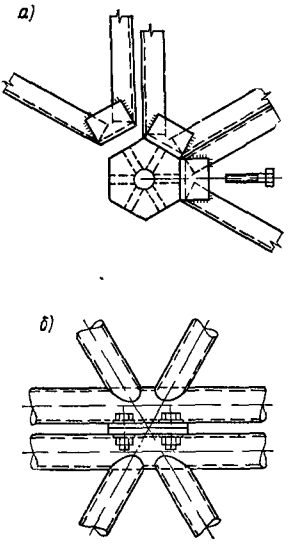


Рис. 19.6. Узлы цилиндрических сетчатых оболочек

Часто цилиндрические оболочки монтируют отдельными плоскими фермами. Стержни, расположенные вдоль прямолинейных образующих, в этом случае получаются спаренными. На рис. 19.6, *б* показан пример решения монтажного узла.

19.1.4. Сетчатые оболочки двоякой кривизны

Сетчатые оболочки двоякой кривизны могут иметь различную форму поверхности и позволяют создавать покрытия различной конфигурации в плане (рис. 19.7, *а*—*г*).

Наибольшее распространение получили оболочки положительной гауссовой кривизны на круговом плане — купола (рис. 19.7, *а*).

Первоначально купола проектировали из отдельных плоских несущих конструкций — арок, которые располагались в радиальном направлении и опирались на нижнее растянутое опорное кольцо (рис. 19.8, *а*). Арки соединялись между собой в вершине кольцом малого диаметра, работающим на сжатие. Кровля укладывалась по кольцевым прогонам. Такая схема купола получила название ребристой.

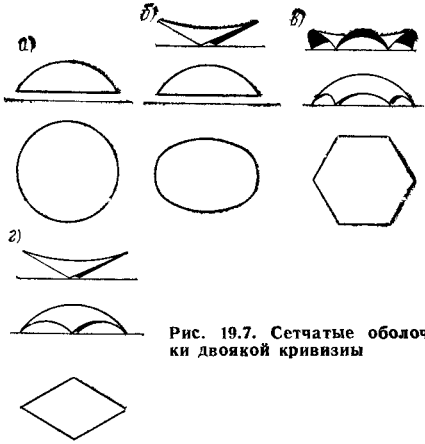


Рис. 19.7. Сетчатые оболочки двоякой кривизны

Включение в работу каркаса кольцевых прогонов привело к созданию ребристо-кольцевой схемы купола (рис. 19.8, *б*). Постановка в каждой четырехугольной ячейке ребристо-кольцевого купола диагональных связей превратила пространственный рамный каркас в пространственную ферму — купол Шведлера (рис. 19.8, *в*).

В настоящее время сетчатые купола проектируются преимущественно на основе сеток с треугольными ячейками и их разновидностями (см. рис. 19.3).

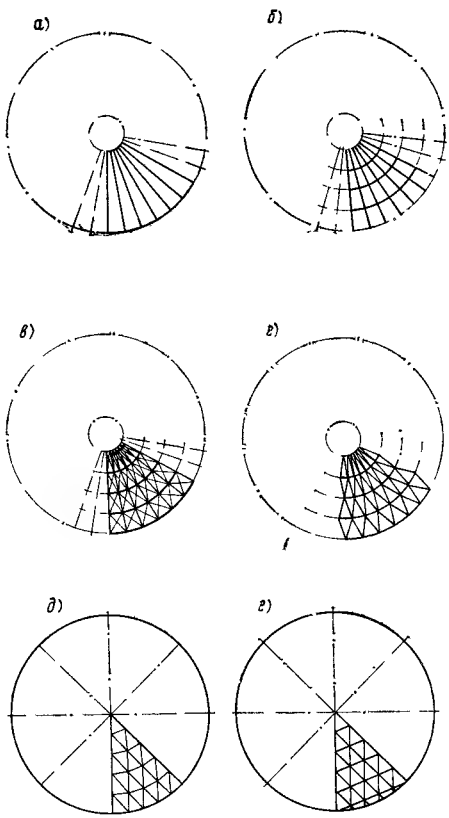


Рис. 19.8. Схемы стержневых куполов

Схемы построения сетчатых куполов очень многообразны. Различаются два метода построения сетчатой поверхности.

В первом методе основой построения является некоторая плоская сеть, которая затем проектируется на поверхность купола. Этим методом может быть получена схема сетчатого купола на любой поверхности вращения, однако из конструктивных соображений чаще всего применяют сферическую поверхность. Для сетчатых схем, построенных этим методом, характерно циклическое построение — вся схема состоит из определенного числа одинаковых пространственных секторов.

Второй метод построения основан на последовательном членении вписанных в сферу правильных многогранников — додекаэдра и икосаэдра.

Основные схемы сетчатых куполов, получаемые первым методом: 1) ребристо-кольцевая со связями (купол Шведлера); 2) звездчатая (купол Фёппля); 3) схема Чивитта; 4) схема «ромб».

Звездчатая схема (рис. 19.8, *г*) может быть получена из схемы Шведлера поворотом каждого горизонтального кольца на угол $\theta = \pi/n$ (n — число граней купола). Обычно в звездчатой схеме длину всех некольцевых стержней принимают одинаковой. Образующаяся сеть пространственных ромбических ячеек представляет собой правильную сеть Чебышева.

В схеме Чивитта (рис. 19.8, *д*), как и в звездчатой схеме, все узлы яруса лежат в одной горизонтальной плоскости. Однако число ячеек в каждом ярусе увеличивается от центра к краю в арифметической прогрессии. В зависимости от конструкции покрытия длину кольцевых стержней одного яруса или расстояния между кольцами принимают одинаковыми.

Ромбическая сеть (рис. 19.8, *е*) — схема построения сетчатого купола на основе правильной сети Чебышева. Число циклически повторяющихся граней-секторов может быть различно. Отличительной особенностью является равенство длин стержней, расположенных в меридиональном направлении. Стержни, расположенные в кольцевом направлении, имеют разные длины.

Такие схемы построения наиболее целесообразны для сравнительно пологих куполов. Для подъемистых сферических куполов рационально применение второго метода разбивки.

Вариантов построения сетей на основе правильных многогранников чрезвычайно много. В практике проектирования наиболее часто применяются два способа: 1) геодезическая сеть на основе додэкаэдра (рис. 19.9); 2) построение 720-гранника на основе усеченного икосаэдра.

Первый способ заключается в том, что вершины додекаэдра и центральные точки всех его граней проектируются на описанную сферическую поверхность. Полученные точки соединяются дугами большого круга — геодезическими линиями на сфере. Получается исходная сеть, состоящая из 60 одинаковых равнобедренных сферических треугольников. Каждый треугольник чле-

нится на более мелкие таким образом, чтобы по оси симметрии исходного треугольника укладывалось определенное число одинаковых равнобедренных треугольников

К образовавшейся цепочке треугольников A пристраиваются слева и справа одинаковые треугольники B и так далее. Линии разбивки в пределах каждого исходного треугольника представляют собой дуги большого круга, т. е. являются геодезическими линиями на сфере. Поэтому эта схема носит название геодезической. Степень членения может быть любой. В табл. 19.1 приведены длины сторон плоских граней для первых шести членений исходной сети при радиусе сферы, равном единице. Обозначение длин указано на рис. 19.9. С увеличением степени членения число типоразмеров элементов увеличивается линейно.

Общее число граней 60 m^2; число типоразмеров панелей, стержней и узлов соответственно $2m-1$, $2m$, $2m$ (m — число членений граней додекаэдра).

Элементарные треугольники могут объединяться в ромбические, пятиугольные и шестиугольные панели, как это показано на рис. 19.9. Этот способ разбивки разработан Р. Б. Фуллером.

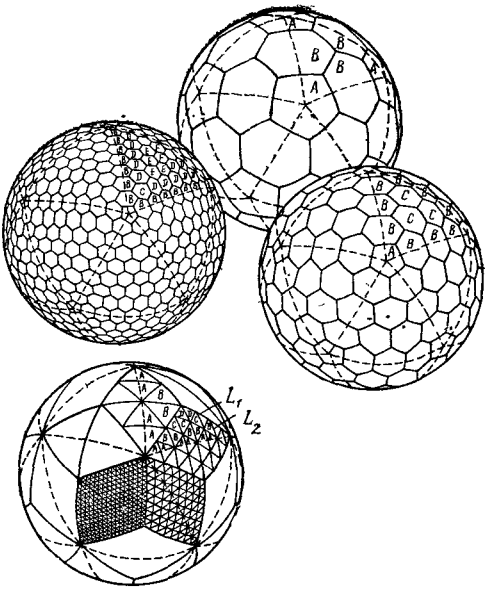


Рис. 19.9. Схема построения сферической сети додэкаэдр

Таблица 19.1. Длина стержней геодезической схемы построения

Тип треугольника	Степень членения исходной сети											
	1		2		3		4		5		6	
A	0,640852	0,713644	0,336089	0,389477	0,226257	0,264273	0,170287	0,199457	0,136452	0,160035	0,113811	0,133576
B	—	—	0,313371	0,362843	0,218773	0,255619	0,167003	0,195678	0,134739	0,158068	0,112810	0,132427
C	—	—	—	—	0,206038	0,231817	0,161026	0,184914	0,131518	0,152365	0,110892	0,129064
D	—	—	—	—	—	—	0,153316	0,168672	0,127143	0,143473	0,108210	0,123717
E	—	—	—	—	—	—	—	—	0,122041	0,132151	0,10496	0,116728
											0,101353	0,10849

Во втором способе основой построения является полуправильный многогранник — усеченный икосаэдр, состоящий из 12 правильных пятиугольников и 12 правильных шестиугольников (рис. 19.10). Вершины и центральные точки всех его граней проектируются на описанную сферическую поверхность. Полученные точки соединяются дугами большого круга. Получается исходная сеть, состоящая из 180 равнобедренных треугольников двух типов. Каждый из полученных треугольников разбивается на четыре более мелких, так же как и по первому способу с двумя однотипными треугольниками по высоте. В результате образуется треугольная сеть на сфере, состоящая из 720 ячеек. На рис. 19.11 даны длины стержней 180- и 720-гранника для сферы единичного радиуса

Дальнейшее членение сферических треугольников этим способом нерационально, так как приводит к большому числу типоразмеров элементов.

Существует также второй вариант разбивки исходного 180-гранника на более мелкие треугольники, заключающийся в том, что она осуществляется проведением геодезических линий через точки деления граней усеченного икосаэдра на равные части. Число типоразмеров треугольников для 720-гранника в этом случае увеличивается,

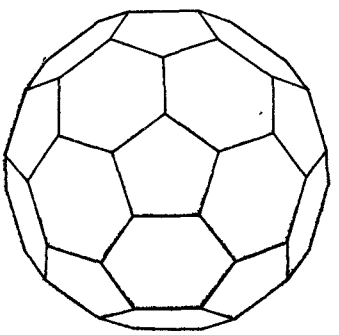


Рис. 19.10. Усеченный икосаэдр — основа построения сферической сети икосаэдр

однако расположение узлов на дугах большого круга может быть использовано при конструировании. Этот способ предложен М. С. Туполевым [18].

Геодезическая разбивка усеченного икосаэдра имеет следующие характеристики.

Общее число граней $180n^2$; число типоразмеров панелей, стержней и узлов соответственно $2n^2$, $\frac{3}{2}n(n+1)$, $\frac{1}{2}(n+1)(n+2)$ (n — число членений исходного 180-гранника).

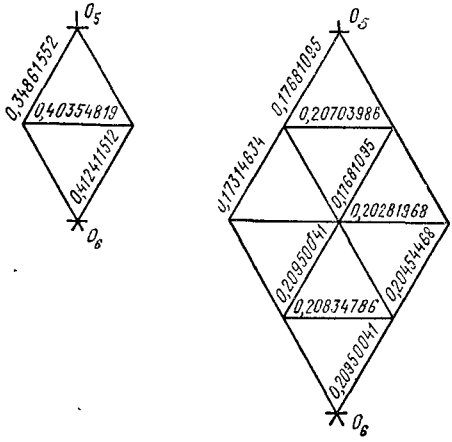


Рис. 19.11. Стержни 180- и 720-гранников

Сравнение двух геодезических схем членения с точки зрения минимума типоразмеров стержней и панелей показывает, что в порядке увеличения степени членения наиболее рациональны схемы Д-1, И-1, Д-2, Д-3, Д-4 и т. д. (Д — додекаэдр, И — икосаэдр, цифра обозначает число членений исходной сети). 270-гранник по системе икосаэдр не имеет преимуществ по сравнению с системой додекаэдр.

Для всех рассмотренных схем построения сетчатых куполов в ЦНИИпроектстальконструкции разработаны программы на языке АЛГОЛ-60 по определению геометрических параметров (длин стержней, дуг, углов и т. д.) и координат узлов.

19.1.5. Статический расчет пространственных покрытий

Статический расчет сложных пространственных стержневых конструкций в настоящее время выполняется на ЭВМ по специальным универсальным программам.

Для предварительной оценки усилий в стержнях пространственных покрытий могут быть использованы приближенные методы расчета, основанные на аналогии регулярных стержневых структур со сплошными системами-плитами и оболочками. Рекомендации по приближенному расчету стержневых плит см. [16, 22].

Максимальные усилия в стержнях сетчатого сферического купола с треугольными ячейками могут быть определены по формуле [3]:

$$N = kqrl, \qquad (19.1)$$

где k — коэффициент, определяемый по табл. 19.2 в зависимости от угловой координаты стержня φ, отсчитываемой от вертикальной оси; q — интенсивность расчетной нагрузки; r — радиус кривизны купола; l — длина стержня.

Таблица 19.2. **Коэффициент k к формуле (19.1)**

φ, град	Нагрузка					
	постоянная		снеговая		ветровая	
	Сжатие	Растяжение	Сжатие	Растяжение	Сжатие	Растяжение
0	−0,288	—	−0,288	—	−0,247	+0,94
15	−0,31	—	−0,308	—	−0,271	+0,94
30	−0,368	—	−0,36	—	−0,285	+0,94
45	−0,472	+0,064	−0,433	+0,146	−0,294	+0,94
60	−0,625	+0,337	−0,577	+0,558	−0,304	+0,94
75	−0,56	+0,69	−0,33	+0,56	−0,63	+0,71
90	−0,62	+1,15	−0,31	+0,48	−0,53	+0,74

19.1.6. Проверка устойчивости сетчатых сферических оболочек

Потеря устойчивости односетчатых сферических оболочек с шарнирными узлами заключается в продавливании к центру кривизны одного узла, наиболее загруженного и имеющего наибольшее отклонение от исходной поверхности к центру кривизны.

Критическая нагрузка на узел может быть определена по формуле [12]:

$$P = 2EF\beta^3 k_1, \qquad (19.2)$$

где k_1 — параметр снижения критической нагрузки, учитывающий неравномерность загружения узлов и начальные отклонения от исходной сферической поверхности; $\beta = l/2r$ — угол наклона стержней к касательной плоскости в узле; E — модуль упругости стержня; F — площадь сечения стержня.

Параметр k_1 есть максимальное значение функции

$$\bar{P} = \frac{\zeta(1-\zeta_0-\zeta)(2-2\zeta_0-\zeta)}{2(\zeta_0+\zeta)+\frac{4}{3}\eta(1-\zeta_0-\zeta)} \qquad (19.3)$$

при изменении ζ в интервале $0 \leqslant \zeta \leqslant 1$, где $\zeta = \varphi/\beta$ — безразмерный параметр прогиба узла; $\zeta_0 = \varphi_0/\beta$ — безразмерный параметр начального прогиба узла; $\eta = 1 - P_2/P_1$ — параметр неравномерности загружения узла; φ — угол поворота стержня в радиальной плоскости в процессе деформации; φ_0 — начальный угол поворота стержня по отношению к проектному положению; P_1 — нагрузка на рассматриваемый узел; P_2 — нагрузка на соседний узел.

Начальные неправильности формы сферических оболочек, заключающиеся в отклонении отдельных узлов от исходной сферической поверхности, возникают в результа-

те неточности изготовления отдельных стержней.

Методом математического моделирования получена следующая оценка максимальных значений параметра ζ_0 [5]:

$$\zeta_0^{\text{макс}} = 0,65\frac{\delta}{\beta^2 l}, \qquad (19.4)$$

где δ — допускаемое отклонение на изготовление отдельных стержней оболочки; l — длина стержня.

Коэффициенты неравномерности загружения для постоянной нагрузки и для ветровой близки к нулю. Коэффициент неравномерности η для снеговой нагрузки может быть принят равным 0,5.

Параметр k_1 и соответствующее значение ζ могут быть определены по графику рис. 19.12. Сплошные кривые на этом графике представляют собой линии равных значений параметра k_1 в зависимости от ζ_0 и η, а пунктирные кривые — линии равных значений параметра прогиба ζ, соответствующего верхней критической нагрузке. Например, для $\zeta_0=0,14$ и $\eta=0,76$, $k_1=0,165$ при $\zeta=0,31$.

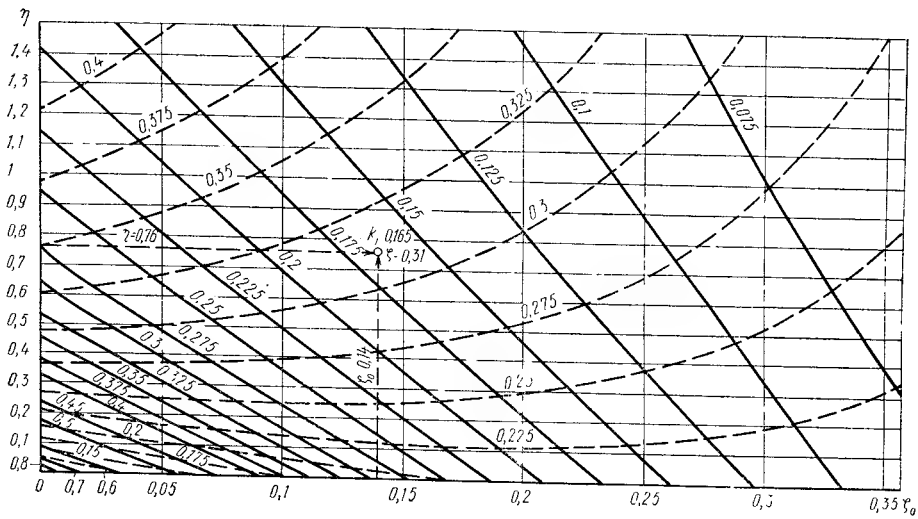


Рис. 19.12. К определению коэффициента k_1 к формуле (192.2)

В случаях сложного характера загружения узлов следует рассмотреть возможность появления несимметричных форм потери устойчивости [14].

Формула (19.2) может быть использована для проверки устойчивости сетчатых сферических оболочек с жесткими узлами, если при этом удовлетворяется соотношение

$$\beta \geqslant \frac{8,5}{\lambda}, \qquad (19.5)$$

где λ — гибкость стержня в радиальной плоскости.

Критическую нагрузку для большепролетных оболочек с жесткими узлами, для которых условие (19.5) не выполняется, можно определять по формуле

$$q = 4,9\,k_2 EF\frac{\rho}{lr^2}, \qquad (19.6)$$

где q — критическая нагрузка на оболочку; ρ — радиус инерции стержня в радиальной плоскости; k_2 — параметр снижения критической нагрузки, учитывающий начальные несовершенства формы.

Параметр k_2 определяется по графику рис. 19.13. В диапазоне малых значений $\zeta_0 \leqslant 0,3$ он может быть вычислен по формуле

$$k_2 = 1 - 0,925\,\zeta_0^{0,145}. \qquad (19.7)$$

Максимальное значение

$$\zeta_0 = 0,15\frac{\delta}{\beta\rho}. \qquad (19.8)$$

Двухсетчатые сферические оболочки с изотропной структурой (см. рис. 19.3, *е—л*) также могут быть рассчитаны на устойчивость по той же формуле. При этом за F следует принимать сумму площадей верхнего и нижнего поясов ($F=F_в+F_н$), а ρ — половине высоты структуры.

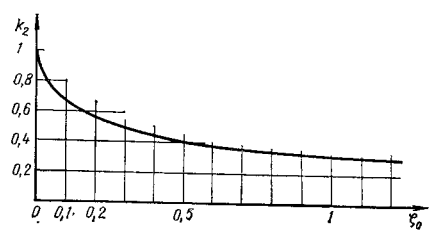


Рис. 19.13. К определению коэффициента k_2 к формуле (19.6)

19.1.7. Примеры большепролетных пространственных покрытий

Характерным примером купола радиально-кольцевой системы является покрытие спортивного зала, построенного в Мэдисоне (США). Диаметр купола 99 м, высота 14 м. Несущий каркас состоит из 32 радиальных полуарок, соединенных девятью кольцами. Все элементы каркаса выполнены из стальных широкополочных двутавров.

Интересно инженерное сооружение — раздвижной купол общественного центра в Питтсбурге (США) диаметром 125 м (рис. 19.14). Он состоит из восьми секторов, шесть из которых подвижные. Сектора перемещаются по наружному и внутреннему опорным кольцам. Внутреннее кольцо закреплено на пространственной консольной ферме. Несущий каркас каждого сектора состоит из семи радиальных ребер, выполненных из прокатных широкополочных двутавров высотой 760 мм, которые соединены ребрами кольцевого направления из двутавров высотой 254 мм. Поверх несущего каркаса уложены профилированный стальной настил и жесткие теплоизоляционные плиты. Кровля выполнена из нержавеющей листовой стали толщиной 0,7—0,9 мм. Вес каждого сектора 220 т.

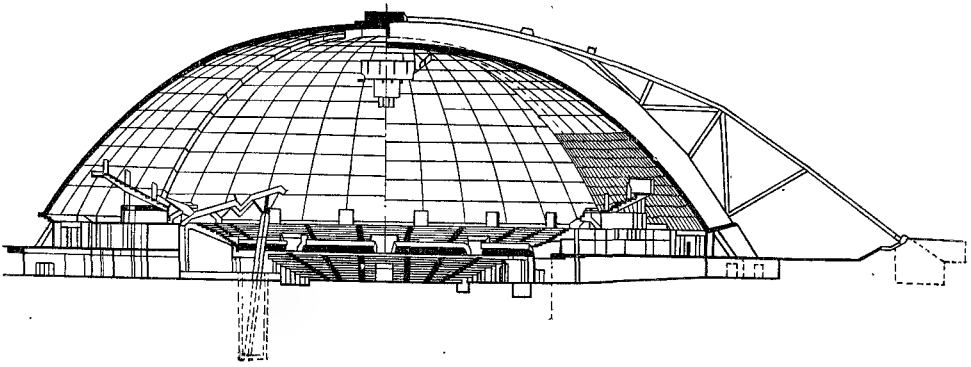


Рис. 19.14. Раздвижной купол диаметром 125 м в Питтсбурге (США)

В 1958 г. в г. Батон-Руж (США) построено здание вагоноремонтного депо в виде сетчатого сферического купола (рис. 19.15). Диаметр купола 117 м, высота 36,6 м. Использована геодезическая сеть, построенная на основе правильного двадцатигранника — икосаэдра. Несущая конструкция имеет двухпоясную структуру (см. рис. 19.3, *ж*). Наружный пояс выполнен из стальных труб диаметром 100 мм, внутренним поясом служат стальные панели в виде пологих шестигранных пирамид из листовой стали толщиной 3,2 мм. Сваренные между собой панели образуют сплошную складчатую оболочку, являющуюся одновременно несущей и ограждающей конструкцией. Наружный пояс присоединен к оболочке стержнями диаметром 38 и 19 мм.

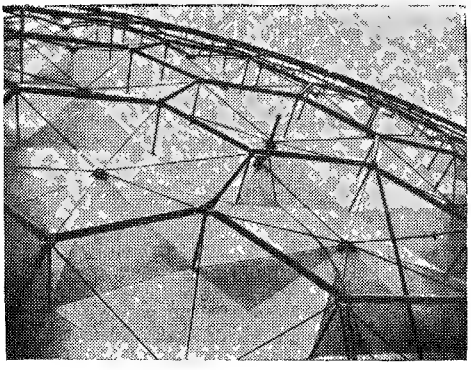


Рис. 19.15. Сетчатый стальной купол пролетом 117 м в г. Батон-Руж (США)

Купол монтировали навесным способом от опорного фундаментного кольца к вершине, без применения поддерживающих лесов и подмостей. Монтажный блок весил около 2 т. Покрытие было собрано из 321 шестиугольного монтажного блока 12 типоразмеров. Общая масса стальных конструкций купола 567 т (52,7 кг/м^2).

При строительстве купола точно такого же размера в г. Вуд-Ривер (США) была применена другая схема монтажа. Центральную часть покрытия до диаметра 61 м собирали на сплошных металлических лесах на высоте около 10 м. Затем смонтированную часть вывешивали домкратами, леса разбирали и снизу к оболочке по контуру подвешивали полотнища из нейлоновой ткани таким образом, чтобы под оболочкой образовалось замкнутое пространство, в котором создавалось избыточное давление воздуха 0,06—0,07 ати. На воздушной подушке купол монтировали подращиванием до опорного фундаментного кольца. Конструкция купола также была изменена. Наружный каркас из труб диаметром 150 мм, образующий сетчатую поверхность с треугольными ячейками, непосредственно прикрепляли к вершинам выпуклых листовых пирамид.

В США серийно выпускаются купола из алюминиевых ромбических панелей с радиусом кривизны 25 и 34 м, пролетом 30—61 м (рис. 19.16). Один из таких куполов был построен в 1959 г. для Американской вы-

Рис. 19.16. Сетчатый купол из алюминиевых ромбических панелей

Рис. 19.17. Стальной сетчатый купол диаметром 195,5 м крытого стадиона в Хьюстоне (США)

ставки в Москве. Купол диаметром 61 м и высотой 20 м собран из 1110 панелей из листов толщиной 2,5 мм 12 типоразмеров. Масса одной панели 18,6—29,5 кг. Панели соединены между собой литыми узловыми деталями на лок-болтах. По короткой диагонали ромбической панели установлена трубчатая распорка. Швы между панелями заполнены герметиком. Общая масса алюминиевых конструкций 47,1 т.

Сетчатый купол диаметром 195,5 м и высотой 28 м построен в 1965 г. в Хьюстоне (США) для покрытия стадиона на 66 000 зрителей (рис. 19.17). Купол опирается по периметру на 72 колонны высотой 35,6 м. Купол запроектирован по схеме Чивитта и состоит из 12 секторов, каждый из которых разбит на 36 треугольных ячеек.

Двухветвевые стержни каркаса выполнены в виде ферм с параллельными поясами и треугольной решеткой. Высота ферм 1,82 м. Средняя длина стержней меридионального направления 18 м. Пояса изготовлены из широкополочных двутавров, решетка изготовлена из уголков. Купол монтировали четырьмя гусеничными кранами с использованием 37 стальных опорных башен общей массой 450 т, поддерживающих конструкции купола в процессе производства работ. Треть поверхности купола покрыта светопрозрачным пластиком, остальная часть — древесноволокнистыми плитами, на которые набрызгом нанесена полимерная гидроизоляция. Расход стали на 1 м² покрытия составляет 80 кг.

В ЦНИИпроектстальконструкции разработано конструктивное решение каркасно-обшивных алюминиевых сетчатых оболочек. Стержни каркаса изготовляют из прессованного алюминиевого профиля П-образного сечения высотой 130 мм. Для изготовления узловых деталей также используется прессованный алюминиевый профиль в виде звезды с шестью лучами. Каждый луч узловой детали имеет в основании утонченный участок — шейку, обеспечивающую

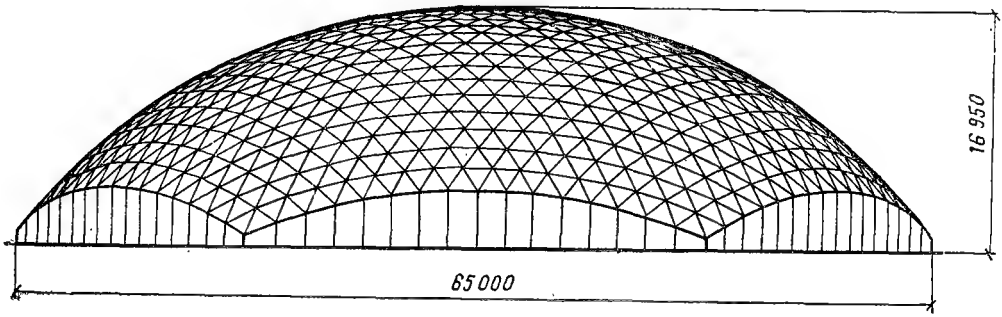


Рис. 19.18. Каркасно-обшивная алюминиевая сетчатая оболочка пролетом 65 м в Душанбе

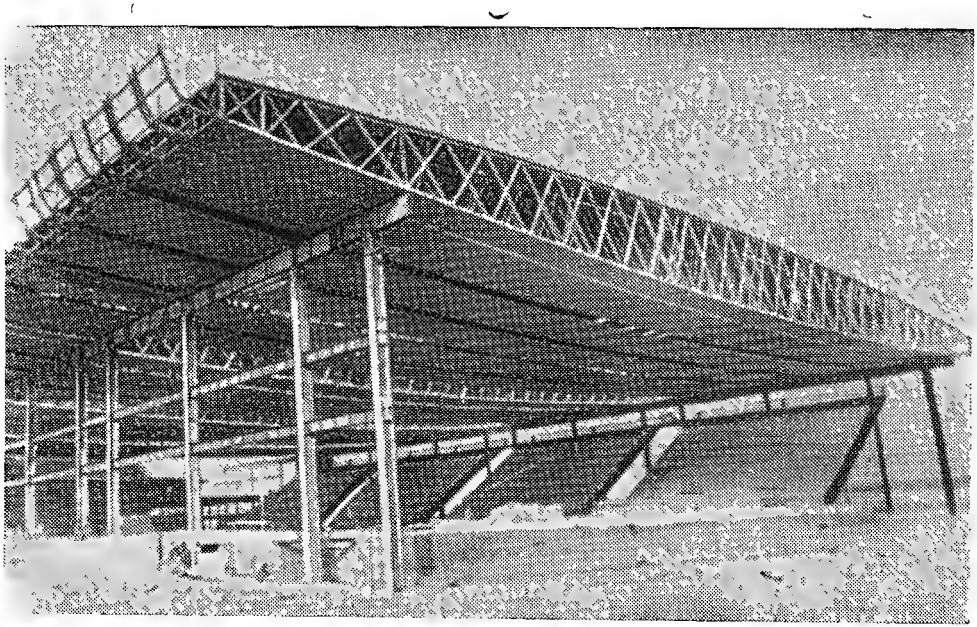


Рис. 19.19. Покрытие спортзала ЦСКА пролетом 84 м

возможность пластического отгиба луча в плоскости узловой детали в пределах ±6°. Поверх стержней каркаса укладываются плоские листы толщиной 1 мм, служащие кровельным покрытием. Листы укладываются внахлест с перепуском на 60 мм и прикрепляются к стержням каркаса с помощью планок на самонарезающих винтах М 6.

Панели подвесного акустического потолка подвешиваются к внутренней поверхности каркаса Укладкой на панели слоя минеральной ваты обеспечивается теплоизоляция покрытия.

Изготовление элементов каркаса сводится к двум простым операциям: резке профилей на отрезки определенной длины и сверлению отверстий. Все узловые детали унифицированы. Каркас покрытия монтируется от опорных конструкций к вершине и не требует лесов Масса монтажных элементов не превышает 20 кг, поэтому сборка всей конструкции может производиться вручную, с помощью легких передвижных подмостей или автомобильных телескопических вышек.

Изготовление освоено производственным объединением Мосметаллоконструкция. Освоенные профили позволяют создавать покрытия в виде алюминиевых сетчатых оболочек 20—60 м. Расход алюминия на 1 м² поверхности оболочки 20 кг. Опытные сетчатые сферические оболочки диаметром 20 м построены на территории завода алюминиевых конструкций в г. Видном Московской области и на Строительной выставке в Москве. Разработан проект шестиугольной в плане оболочки с размером по диагонали 64,6 м для покрытия производственного здания в Душанбе (рис. 19.18).

Покрытие спортивного зала ЦСКА (Москва) пролетом 84 м с двумя консольными свесами по 10 м образовано из предварительно-напряженных пространственных блоков размером в плане 2,5×100 м с высотой в коньке 6 м. Пояса блоков набираются из предварительно напряженных панелей с тонколистовой обшивкой толщиной 2 мм, размером 2,5×12 м полной заводской готовности, которые объединяются на монтаже с помощью крестовой решетки, прикрепляемой на несущих высокопрочных болтах (рис. 19.19).

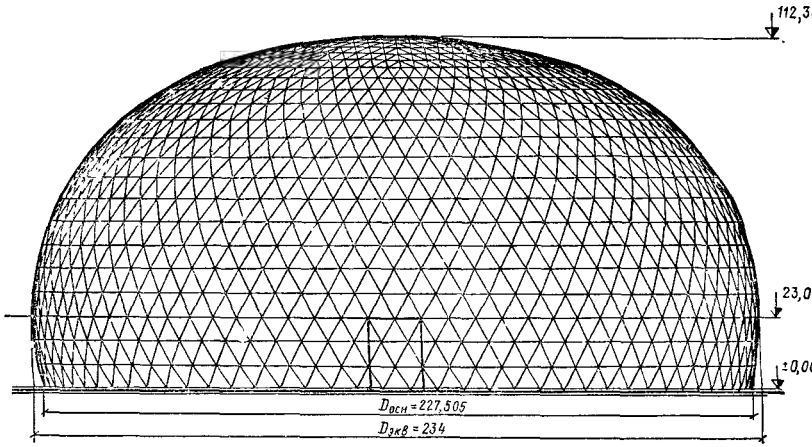


Рис. 19.20. Схема несущего каркаса здания главного испытательного стенда ВЭИ имени В. И. Ленина (г. Истра, Московской области) диаметром 234 м, высотой 112 м

Конструкция совмещает в себе несущие и ограждающие функции, изготовляется на заводской автоматизированной линии и монтируется поточно-блочным методом.

В ЦНИИпроектстальконструкции разработан проект здания главного испытательного стенда Всесоюзного электротехнического института имени В. И. Ленина (рис. 19.20). Здание решено в виде сетчатой оболочки, имеющей форму, близкую к форме сплюснутого эллипсоида вращения. Диаметр по экватору 234 м, экватор расположен на 23 м выше отметки пола. Высота здания 112,4 м. Стержни каркаса, образующие пространственную треугольную сеть, запроектированы двухветвевыми с высотой сечения 2,5 м. Пояса выполняют из спаренных уголков, решетку — из электросварных труб. К верхним поясам стержней приваривается стальная мембрана толщиной 1,5 мм. Являясь ограждающей конструкцией, мембрана одновременно обеспечивает устойчивость верхних поясов, развязывая их из плоскости максимальной жесткости стержней. К нижним поясам каркаса крепятся панели подвесного потолка, являющиеся одновременно панелями утепления. Монтаж предполагается вести навесным способом — поярусным наращиванием поверхности здания от фундамента к вершине крупными монтажными блоками полной строительной готовности площадью до 210 м².

19.2. ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ

19.2.1. Общие сведения

Покрытия, у которых основная несущая конструкция, перекрывающая пролет,

работает на растяжение, называются *висячими*.

Несущие элементы висячих покрытий чаще всего выполняются из гибких нитей — вант. Такие покрытия называются *вантовыми*. Ванты могут быть выполнены из круглых арматурных стержней, пучков и прядей из высокопрочной проволоки, стальных спиральных канатов — тросов. Висячие покрытия можно создать из тонких металлических листов. В этом случае покрытие представляет собой *тонкостенную оболочку или мембрану*. Материал в висячих оболочках работает в двух направлениях; кроме того, в отличие от вантовых сетей мембраны могут воспринимать сдвигающие усилия.

Висячие покрытия могут состоять не только из гибких элементов, работающих на растяжение, но включать в себя и жесткие элементы, способные воспринимать усилия сжатия и изгиба. Такие покрытия принято называть *комбинированными*.

Положительными качествами висячих покрытий являются:

1) целесообразное использование затраченного материала, воспринимающего только растягивающие напряжения. Возможность использования высокопрочных материалов, особенно стальных тросов. Это определяет малую собственную массу пролетного строения, а следовательно, и эффективность применения висячих систем для больших пролетов;

2) удобство монтажа. При монтаже почти не требуется устройство лесов и подмостей. Нет необходимости в кранах большой грузоподъемности;

3) транспортабельность несущих элементов висячих покрытий, которая обеспечивается возможностью сворачивания их в бухты.

К недостаткам висячих покрытий относятся:

1) повышенная деформативность, связанная с тем, что висячие конструкции представляют собой мгновенно жесткие системы, которые могут изменять свою начальную геометрическую форму в зависимости от вида внешней нагрузки. Возникающие при этом кинематические перемещения достигают больших размеров. Упругие перемещения висячих систем также значительно выше. Это объясняется тем, что основные несущие элементы вследствие применения высокопрочных материалов имеют небольшие площади сечения, а модуль упругости тросов меньше, чем модуль упругости прокатной стали. Повышенная деформативность висячих покрытий затрудняет их применение в зданиях с крановым оборудованием. Она существенно снижает надежность гидроизоляции кровли;

2) необходимость восприятия горизонтальных и вертикальных опорных реакций висячих элементов специальной опорной конструкцией, стоимость которой может составлять существенную часть общей стоимости покрытия;

3) трудность отвода воды с покрытия.

Указанные преимущества и недостатки висячих покрытий определили область их рационального применения. В настоящее время их используют в основном для общественных зданий и спортивных сооружений больших пролетов.

19.2.2. Классификация вантовых покрытий

Вантовые покрытия чрезвычайно многообразны. Они перекрывают помещения любой конфигурации в плане, имеют самые разнообразные формы поверхности. По конструктивным особенностям их можно разделить на три основные группы:

1) однослойные системы с плоским опорным контуром;

2) двухслойные предварительно-напряженные системы,

3) однослойные предварительно-напряженные системы, очерченные по поверхности отрицательной гауссовой кривизны.

19.2.3. Однослойные вантовые системы с плоским опорным контуром

Однослойные цилиндрические покрытия, перекрывающие прямоугольные в плане здания, образованы системой параллельно расположенных вант. Распор воспринимается либо анкерными оттяжками, либо жесткой контурной рамой (рис. 19.21, *а—в*).

Наибольшее распространение получили однослойные висячие покрытия круглой или овальной формы в плане (рис. 19.21, *г*), для которых опорный контур получается наиболее легким. Свободно провисающая вантовая сеть образует поверхность положительной гауссовой кривизны.

Известны примеры возведения однослойных висячих систем с опорным контуром в виде квадрата, шестиугольника (рис. 19.21, *д, е*). Безызгибная работа таких контуров обеспечивается специальной системой вантовой сети (рис. 19.22, *а—е*). Особый интерес представляет вантовая сеть с шестиугольными ячейками, обладающая свойством постоянства усилий во всех элементах.

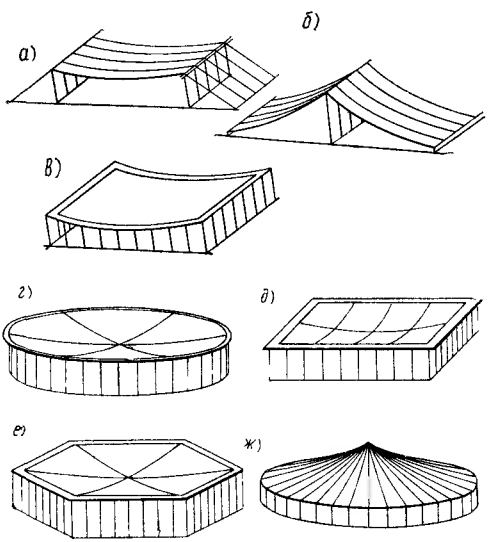


Рис. 19.21. Однослойные вантовые покрытия с плоским опорным контуром

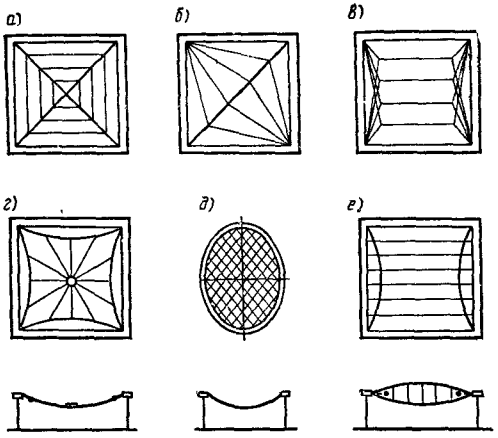


Рис. 19.22. Вантовые системы с безызгибным опорным контуром

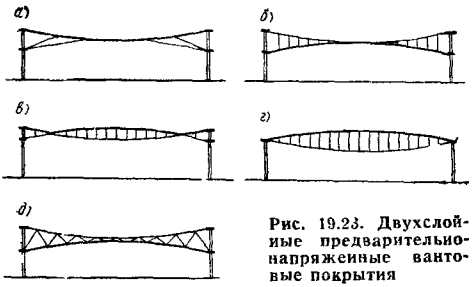


Рис. 19.23. Двухслойные предварительно-напряженные вантовые покрытия

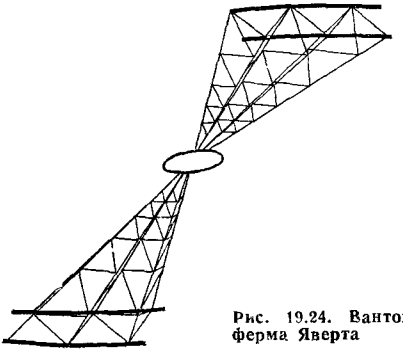


Рис. 19.24. Вантовая ферма Яверта

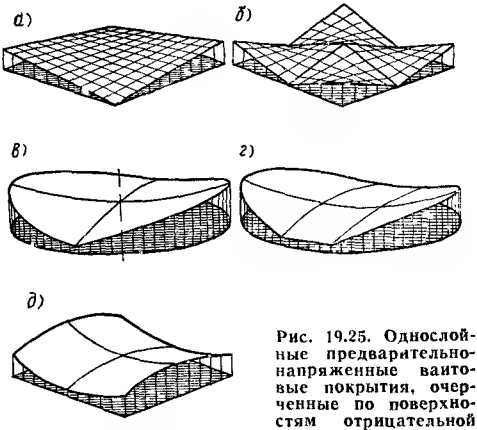


Рис. 19.25. Однослойные предварительно-напряженные вантовые покрытия, очерченные по поверхностям отрицательной гауссовой кривизны

Круглое в плане вантовое покрытие с центральной стойкой называется шатровым. Радиальная вантовая сеть образует поверхность отрицательной гауссовой кривизны (рис. 19.21, *ж*).

Для однослойных висячих систем с плоским опорным контуром характерна высокая степень кинематической подвижности. Стабилизация, т. е. уменьшение степени деформативности, может быть достигнута в основном увеличением постоянной нагрузки. Вес плит покрытия определяется в каждом конкретном случае в зависимости от возможности воздействия на покрытие неравномерных нагрузок. Вес покрытия обязательно должен превышать отрицательное воздействие ветра — отсос.

Эффективно предварительное натяжение нитей с передачей его на плиты покрытия. Покрытие в этом случае делают из сборных железобетонных плит, уложенных на несущие ванты. Стыки замоноличивают под специальной монтажной пригрузкой, большей, чем возможная дополнительная постоянная и временная нагрузки. После затвердения бетона в швах покрытие превращается в жесткую висячую железобетонную оболочку.

19.2.4. Двухслойные предварительно-напряженные системы

Для двухслойных систем характерно наличие стабилизирующих вант, расположенных параллельно основным несущим вантам. Простейшим примером является наличие оттяжек (рис. 19.23, *а*). Напрягающие ванты могут находиться ниже (рис 19.23, *б, д*) или выше (рис. 19.23, *в, г*) несущих вант и соединяться с ними гибкими тяжами или распорками. Дальнейшим развитием двухпоясных систем является превращение их в вантовые фермы, где растяжки заменены наклонными раскосами. При создании во всех элементах предварительного напряжения такие системы являются геометрически неизменяемыми (рис 19,23, *д*). Наибольшей пространственной жесткостью обладает система Яверта из наклонно расположенных радиальных вантовых ферм (рис. 19.24).

По вантовым фермам можно укладывать легкие кровли. Они наиболее рациональны при больших временных нагрузках.

19.2.5. Однослойные предварительно-напряженные вантовые системы, очерченные по поверхностям отрицательной гауссовой кривизны

В таких конструкциях система стабилизирующих вант расположена поперек направления несущих вант. Наилучшей формой поверхности является гиперболический параболоид, который обеспечивает одинако-

вые значения усилий в вантах при равномерно распределенной нагрузке. Однослойные вантовые покрытия с поперечной стабилизацией могут иметь различную конфигурацию в плане (рис. 19.25, *а—д*).

19.2.6. Комбинированные системы

Введение жестких элементов в пролетную конструкцию висячего покрытия способствует лучшему распределению сосредоточенных и неравномерных нагрузок; эти элементы повышают ее жесткость, служат стабилизаторами при действии отрицательного давления ветра. Различные схемы комбинированных покрытий показаны на рис.

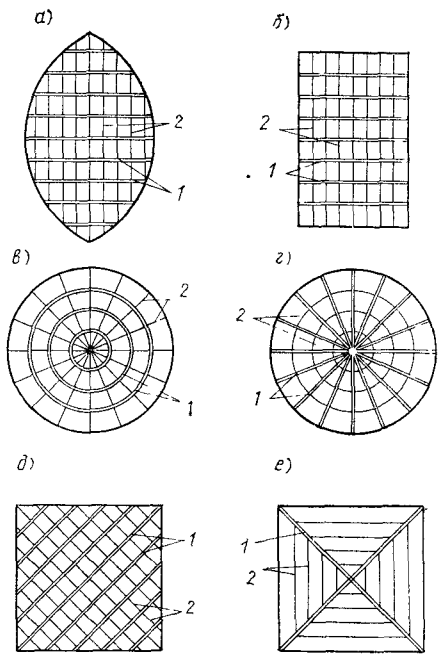


Рис. 19.26. Комбинированные системы

1 — жесткие стержни; *2* — ванты

19.26, *а—е*. Широкое распространение получили комбинированные системы, представляющие собой жесткие пролетные конструкции, подвешенные с помощью вант к стойкам-пилонам (рис. 19.27, *а—в*). Консольные схемы (рис. 19.27, *г, д*) наиболее рациональны для ангаров. Они позволяют также создавать расширяющиеся покрытия большепролетных производственных зданий универсального назначения.

19.2.7. Нагрузки

Основными временными нагрузками на висячие покрытия являются снеговая и ветровая. На рис. 19.28 и 19.29 приведены расчетные схемы снеговых и ветровых нагрузок для покрытий выпуклого и вогнутого очертаний [15, 17].

19.2.8. Расчет

Основная особенность вантовых систем заключается в том, что они принимают очертание (равновесную конфигурацию) в зависимости от геометрических и статических условий, жесткостных характеристик элементов системы. В отличие от обычных неизменяемых систем начальная форма поверхности вантовых систем не может быть произвольной. Определить начальную проектную равновесную конфигурацию вантовой системы при принятых геометрических параметрах опорного контура, сечениях вант и величине предварительного натяжения — первая задача проектирования.

Перемещения вантовых систем, как правило, достаточно велики по сравнению с размерами сооружения, что обусловливает нелинейную зависимость перемещений от нагрузки. Однако в отличие от выпуклых, сжатых конструкций, например пологих арок, оболочек положительной гауссовой кривизны, для которых именно расчет по деформированной схеме позволяет получить достоверную оценку их прочности, жесткости и устойчивости, для висячих систем пренебрежение геометрической нелинейностью идет в запас прочности и жесткости. Поэтому линейная постановка задачи часто оказывается вполне достаточной. Наряду с геометрической и физической нелинейностью при исследовании вантовой системы следует обращать внимание на так называемую конструктивную нелинейность, связанную с качественным изменением расчетной схемы конструкций в процессе ее деформирования. Наиболее характерное проявление конструктивной нелинейности — выключение из работы предварительно-напряженной нити под действием сжимающего усилия.

Методы решения нелинейных задач можно разделить на аналитические и численные. Аналитические методы дают решения в замкнутом виде непосредственным интегрированием дифференциальных уравнений. Однако они применимы только для простейших вантовых систем: отдельных нитей, вантовых ферм и сетей определенной структуры (краткие сведения по расчету см. [16]). Вантовые системы произвольной структуры рассчитывают численными методами по специально разработанным программам на ЭВМ [2].

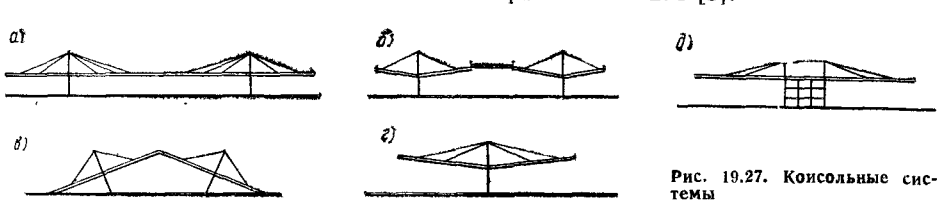


Рис. 19.27. Консольные системы

19.2.9 Материалы. Конструктивные решения узлов и деталей

В качестве несущих элементов в висячих покрытиях обычно применяют стальные канаты, арматурные пучки из высокопрочной проволоки и арматурные стержни, полосовую и рулонную сталь. Наибольшее

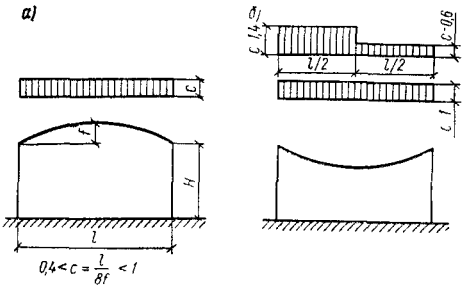


Рис. 19.28. Схемы снеговой нагрузки на покрытия

а — выпуклого очертания; *б* — вогнутого очертания

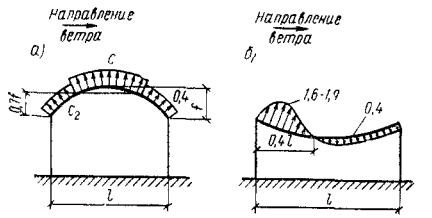


Рис. 19.29. Схемы ветровой нагрузки на покрытия

а — выпуклого очертания; *б* — вогнутого очертания

f/l	c	c_1	c_2
0,1 0,2	—0,8 —0,9	— —	—0,8 —0,7

распространение получили оцинкованные стальные канаты. В висячих покрытиях рекомендуется применять канаты с металлическим сердечником, изготовленные из проволок диаметром не менее 1 мм. Расчетное разрывное усилие для канатов из оцинкованной проволоки принимается равным $T_{расч}=0{,}6\,T$ (T — действительное разрывное усилие каната). Недостатком канатов как элементов строительных конструкций является их сравнительно невысокий первоначальный модуль упругости, обусловленный витой структурой. Если модуль упругости проволоки, из которой изготовляют канат, равен 200 000 МПа, то для канатов одинарной свивки он меньше на 15—35%, а для канатов двойной свивки — на 50—60%. Для повышения первоначального модуля упругости и устранения неупругих деформаций канаты подлежат обязательной предварительной вытяжке усилием, на 10—20% превышающим расчетное усилие каната, в течение 0,5—2 ч. Модули упругости для некоторых типов канатов без предварительной вытяжки и с предварительной вытяжкой приведены в табл. 19.3.

Таблица 19.3. **Модуль упругости канатов**

ГОСТ	E, МПа, для канатов	
	без предварительной вытяжки	с предварительной вытяжкой
3062—69	148 000	175 000—210 000
3063—66	145 000	170 000—180 000
3064—66	125 000	153 000—161 000
3065—66	115 000	150 000
3066—66	125 000	140 000
3067—66	110 000	125 000
3068—66	98 000	115 000

Средний модуль упругости для канатов одинарной свивки может быть принят равным 165 000—170 000 МПа. При строительстве крупных сооружений канаты обязательно должны быть испытаны для определения действительного модуля упругости и несущей способности. Для ответственных сооружений при соответствующих технико-экономических обоснованиях могут применяться канаты закрытого типа по ГОСТ 3090—55, ГОСТ 7645—69, ГОСТ 7676—55. Наружные слои закрытых канатов состоят из профилированной проволоки и обладают повышенной коррозиестойкостью.

Пучки или пряди для вант изготовляют из высокопрочной проволоки на специально оборудованных стендах, иногда непосредственно на строительной площадке. Для пучков применяют круглую углеродистую проволоку по ГОСТ 7348—63 и холоднотянутую периодического профиля по ГОСТ 8480—63. Основные характеристики проволок приведены в табл. 19.4.

Пучок формируется в зависимости от расчетного усилия в вантах, типа анкерного крепления и конструкции домкрата. Через 70—100 мм по длине пучки связывают мягкой вязальной проволокой диаметром 1—1,5 мм. Иногда для придания пучку трубчатого сечения между проволоками устанавливают спиральные вставки. Чтобы повысить коррозиестойкость, пучок покрывают битумом или свинцовым суриком, если ванты не подлежат бетонированию вместе с ограждающими плитами. Модуль упругости пучков из высокопрочной проволоки 180 000—190 000 МПа. Чтобы выравнять напряжения в отдельных проволоках, пучки рекомендуется вытягивать усилием, превышающим расчетное разрывное примерно на 10%. Этим одновременно достигается повышение модуля упругости до 200 000 МПа.

Предварительную вытяжку канатов и пучков необходимо выполнять вместе с концевыми анкерами.

Арматурная сталь круглая или периодического профиля с более низкими прочностными характеристиками, чем у канатов, но более коррозиестойкая позволяет применять сварку и более простые соединения. Ре-

Таблица 19.4. Механические характеристики пучков и прядей

Диаметр проволоки, мм	3	4	5	6	7	8
Площадь поперечного сечения, см²	0,0706	0,1256	0,1963	0,2826	0,3847	0,5024
Временное сопротивление разрыву для проволоки, МПа, по ГОСТ 7348—63	1900	1800	1700	1600	1500	1400
То же, по ГОСТ 8480—63	1800	1700	1600	1500	1400	1300
Расчетное сопротивление разрыву для проволоки, МПа, по ГОСТ 7348—63	1060	1010	950	900	830	780
То же, по ГОСТ 8480—63	1000	950	900	830	780	720
Относительное удлинение, %	4	4	4	5	6	6

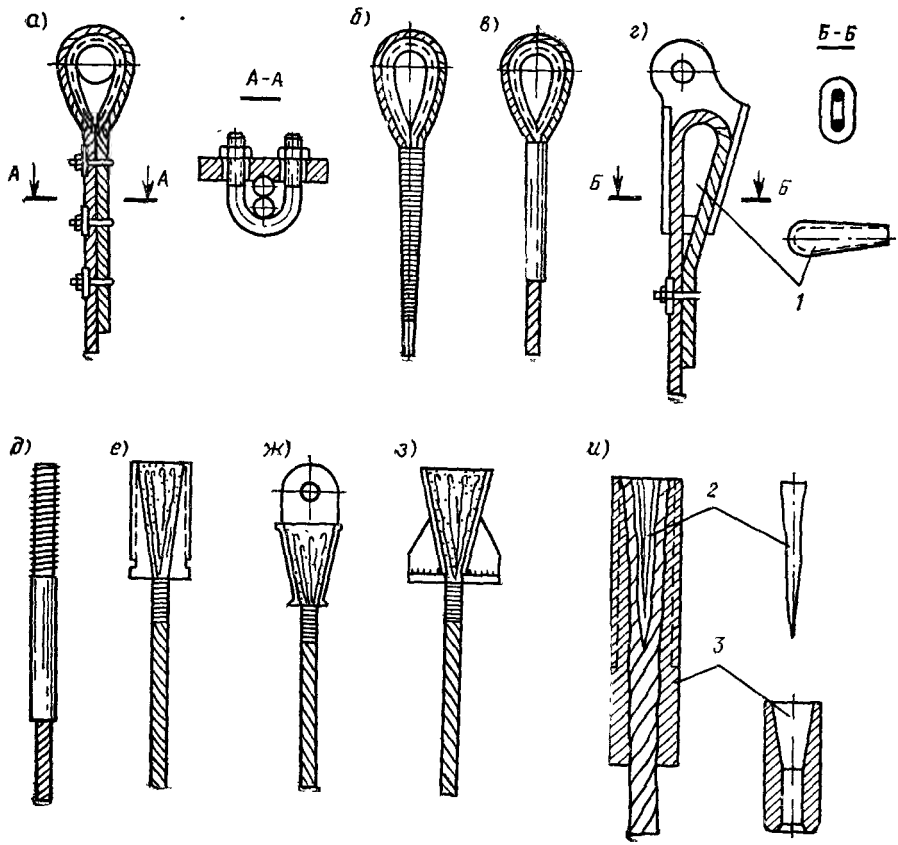


Рис. 19.30. Концевые крепления вант из стальных канатов

а—и — варианты; *1* — подвижный клин; *2* — клин; *3* — гильза

комендуется применять арматурные стержни периодического профиля класса А-III R=340 МПа и А-IV R=500 МПа, изготовленные из сталей марок 35ГС, 25Г2С, 80С, 20ХГ2Ц и др. Соединять арматурные стержни необходимо контактной электросваркой встык ванным или электрошлаковым способом. Типы сварных стыковых соединений

могут быть приняты в соответствии со СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции», прил. 5. Хорошо отвечает условиям работы вант ванная сварка на удлиненных стальных подкладках. Технология сварки принимается по действующим нормативным документам. При применении термически упрочненных стержней ванты желательно соединять муфтами с резьбой. Ванная сварка таких холодноупрочненных стержней не рекомендуется, так как не обеспечивает равнопрочного соединения.

Концевое крепление вант выбирают в зависимости от материала вант и бортового элемента, конструктивного решения его, степени капитальности сооружения, методов предварительного натяжения сети, наличия соответствующих механизмов и оборудования для натяжения вант и других факторов.

Наиболее простым концевым креплением вант из канатов может служить петля с коушем на зажимах или с вплетенным концом (рис. 19.30, *а*, *б*). Зажимы для крепления концов каната могут быть в виде двух гнутых стержней с проушинами или в виде дужки с планкой (одинарные). Роль планки в одинарном зажиме иногда выполняет специально отлитая стальная накладка с углублением для каната и отверстием для дужки («коренной зуб»). Зажимы устанавливают таким образом, чтобы затягивающие их гайки размещались со стороны рабочей ветви каната и с шагом, равным не менее 6 диаметрам каната. Многолетней практикой эксплуатации и испытаний концевых креплений канатов на зажимах установлено, что разрывное усилие каната с таким соединением должно быть уменьшено по сравнению с расчетным на 20—25%.

В табл. 19.5 приведены рекомендуемые расстояния между одиночными зажимами, необходимое их число на соединение и основные размеры зажима в зависимости от диаметра каната.

Таблица 19.5 **Характеристики зажимов концевых креплений канатов**

Диаметр каната, мм	Число зажимов	Расстояние между зажимами, мм	Основные размеры зажима, мм	
			диаметр стержня дужки	толщина планки
20	5	110	16	16
22	5	130	16	16
25	5	150	20	20
28	6	175	20	22
32	6	200	22	24
35	5	225	22	24
38	6	250	24	24
40	7	250	24	26
45	7	275	25	28
48	8	300	25	28
50	8	300	28	30
55	9	350	28	30
60	9	375	30	30

Если применяются петли с вплетенным коушем, то канат огибает его по дуге, равной 4—6 диаметрам каната, и вплетается в основную ветвь каната на длину, равную примерно 25 диаметрам каната. Место вплетения плотно обматывается вязальной проволокой диаметром 1—1,5 мм. Прочность зачаленного каната используется не полностью и зависит от диаметра каната (см. табл. 19.6).

Таблица 19.6. **Использование прочности каната с вплетенным коушем, %**

Диаметр каната	Длина перевязки	Использование прочности каната с вплетенным коушем
мм		
20	390	90—95
25	450	85
28	600	80—85
30	850	80—85
35	925	80
40	1000	75

Петля с коушем с запрессовкой конца каната при помощи алюминиевых или стальных трубок овального сечения (рис. 19.30, *в*) широко применяется в качестве концевого крепления. Плотное обжатие трубок на прессе с усилием 50—100 кН обеспечивает примерно такое же использование прочности основного каната, как и при петле с вплетенным коушем. Такое крепление следует применять преимущественно для канатов диаметром до 20 мм. Надежность крепления повышается при размещении стального вкладыша между ветвями каната в пределах трубки.

Самозаклинивающийся зажим (рис. 19.30, *г*) обеспечивает закрепление каната под действием усилия в нем. Основной корпус самозаклинивающегося зажима может быть литым или составным из отдельных деталей, сваренных или склепанных в одно целое. Основная ветвь каната должна располагаться на прямой части клина. Самозаклинивающийся зажим ускоряет монтаж, компенсирует ошибки в определении первоначальных длин вант, но не обладает достаточной надежностью и вместе с предыдущими типами креплений может применяться в нестационарных сооружениях или в качестве временного крепления вант в процессе строительства.

Для канатов небольших диаметров может быть применено концевое крепление, основанное на запрессовке каната на гидравлической протяжной установке. Длина участка запрессованного каната зависит от диаметра.

Наиболее надежны заливные концевые крепления канатов. Основная деталь такого крепления — стакан — может иметь любую конструкцию: точеную, литую, сварную с последующим креплением к опорному контуру при помощи гайки, шарнира, упора и т. д. (см. рис. 19.30, *е*, *ж*).

Для заливки стаканов рекомендуется применять сплавы на основе цинка (ЦАМ 9-1,5, ЦАМ 10-5, ГОСТ 7117—62). Размеры стаканов назначают в зависимости от диаметра каната, длина 1—2,5 диаметра, внутренний диаметр 2—2,5.

В последнее время в СССР при возведении вантовых покрытий широко применяется гильзоклиновой анкер системы ВНИИмонтажспецстроя (рис. 19.30, *и*). Анкер состоит из гильзы, изготовленной из мягкой стали марки Ст3, и клина из термообработанной углеродистой стали марок Ст45, Ст50. Фасонный клин имеет форму, соответствующую форме расплетенных прядей каната. При протяжке на гидравлическом прессе через волок гильза претерпевает пластические деформации и плотно обжимает наружные слои проволок.

Концевые крепления для вант из пучков высокопрочной проволоки более разнообразны, чем для вант из канатов, и закрепление проволок осуществляется благодаря силам трения, перегибу или заклиниванию.

В анкерах (рис. 19 31, *а—д*) проволоки крепятся опрессовкой гильзы. В анкере типа *е* развальцовывается внутренняя втулка.

В анкере типа *з* высаживаются концы проволок. Конусные крепления типа «колодка с пробкой» (рис. 19.31, *и—л*) нашли широкое применение в предварительно-напряженных фермах и оболочках. Для мощных арматурных пучков (для вант) рекомендуется применять анкеры с заливкой предварительно отогнутых концов проволок в стальном станке бетоном марки 500 или 600 на мелком заполнителе. Для закрепления вант из стекловолокна предложен анкер, основанный на использовании сил трения в сжатом сыпучем теле (рис. 19.31, *о*).

При применении стержневой арматурной стали конструкции концевых креплений намного упрощаются, так как в большинстве случаев позволяют применить сварку элементов (рис. 19.32).

Конструктивные решения узлов примыкания вант к бортовым элементам определяются концевыми креплениями вант, материалом бортового элемента и его конструктивным решением, методами предварительного натяжения сети. На рис. 19.33, *а—м* показаны различные узлы крепления вант к бортовым элементам покрытия.

Для обеспечения совместной работы всех пересекающихся семейств гибких нитей, образующих сеть, узлы пересечения вант должны конструироваться таким образом,

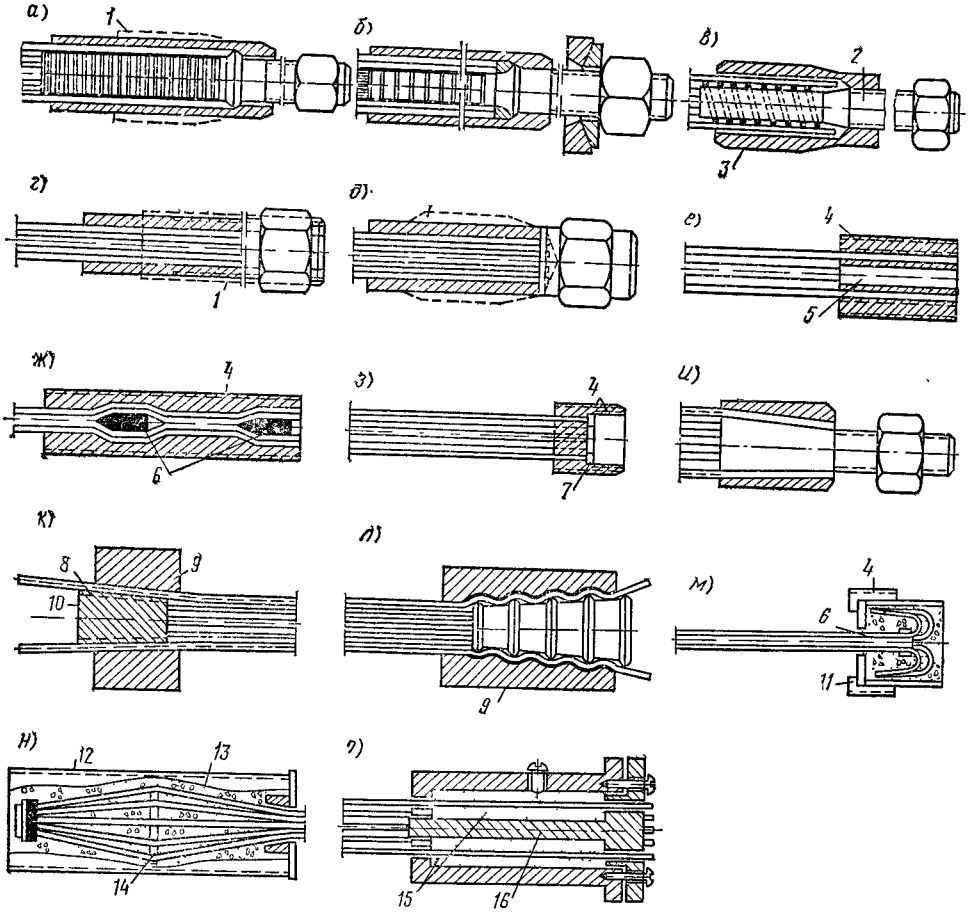


Рис. 19.31. Концевые анкерные крепления вант из пучков высокопрочной проволоки

а—о — типы, *1* — контур гильзы до обжатия; *2* — стержень; *3* — спираль; *4* — резьба; *5* — втулка; *6* — вкладыш, *7* — высадка головок, *8* — нарезка; *9* — колодка; *10* — пробка; *11* — разъемный захват; *12* — труба, *13* — бетон, *14* — диафрагма-звездочка; *15* — песок; *16* — поршень

чтобы устранить возможность взаимного смещения в направлении действия нагрузки или в направлении нормали поверхности. На рис. 19.34, *а—ж* показаны узлы пересечения вант в пролете. Во время сборки вантовой сети и выполнения предварительного натяжения необходимо обеспечивать взаимное проскальзывание вант в поверхности сети в связи с возможным появлением значительных горизонтальных смещений. Ванты из стальных канатов в пределах узла предохраняют от повреждения кожухами из оцинкованной стали, износоустойчивого капрона и др.

армоцемента, асбоцемента, стали, алюминия, стеклопластика, дерева, пленки или ткани (рис. 19.37, *а—д*). Форму сборных плит предопределяет структура вантовой сети. Чаще всего плиты размещаются в пределах одной ячейки сети и представляют собой плоскостные элементы (рис. 19.38). Узлы опирания плит показаны на рис. 19.39.

19.2.10. Примеры висячих покрытий

Висячее покрытие гаража в Красноярске (рис. 19.40) образовано системой параллельных вант из круглых арматурных стер-

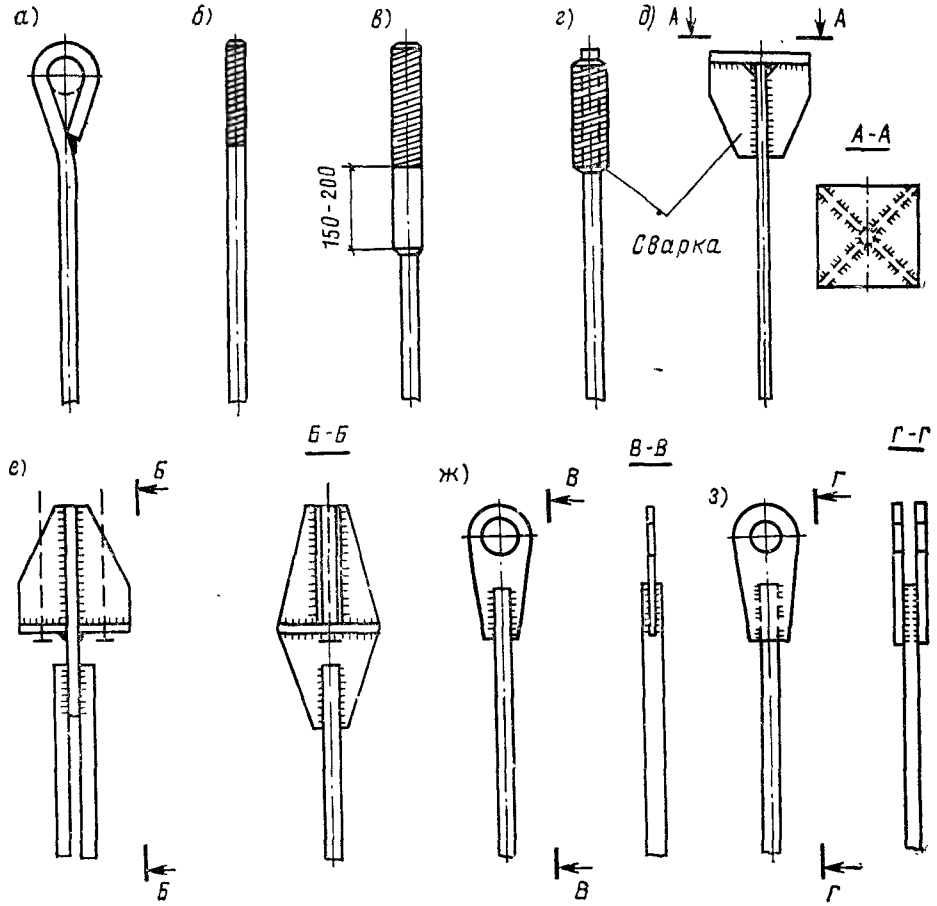


Рис. 19.32. Концевые крепления вант из арматурных стержней

а—з — варианты

Крепления распорок к несущим и напрягающим вантам двухслойных радиальных сетей или вантовых ферм могут быть выполнены, как показано на рис. 19.35. Сжатая распорка должна обладать равноустойчивостью в двух вертикальных плоскостях и поэтому обычно конструируется из труб (рис. 19.36).

Плиты покрытий выполняют несущие и ограждающие функции и могут изготовляться из различных материалов: железобетона,

жней диаметром 40 м с шагом 1,5 м. Стрела провеса $^1/_8$—$^1/_{11}$ пролета. По вантам уложены сборные железобетонные ребристые плиты с утеплителем и гидроизоляцией. Ванты заанкерены в наклонно расположенных железобетонных балках, опертых на колонны с шагом 12 м. Горизонтальные реакции балок воспринимаются наклонными обетонированными оттяжками.

Чтобы уменьшить деформативность покрытия и предупредить разрывы кровель-

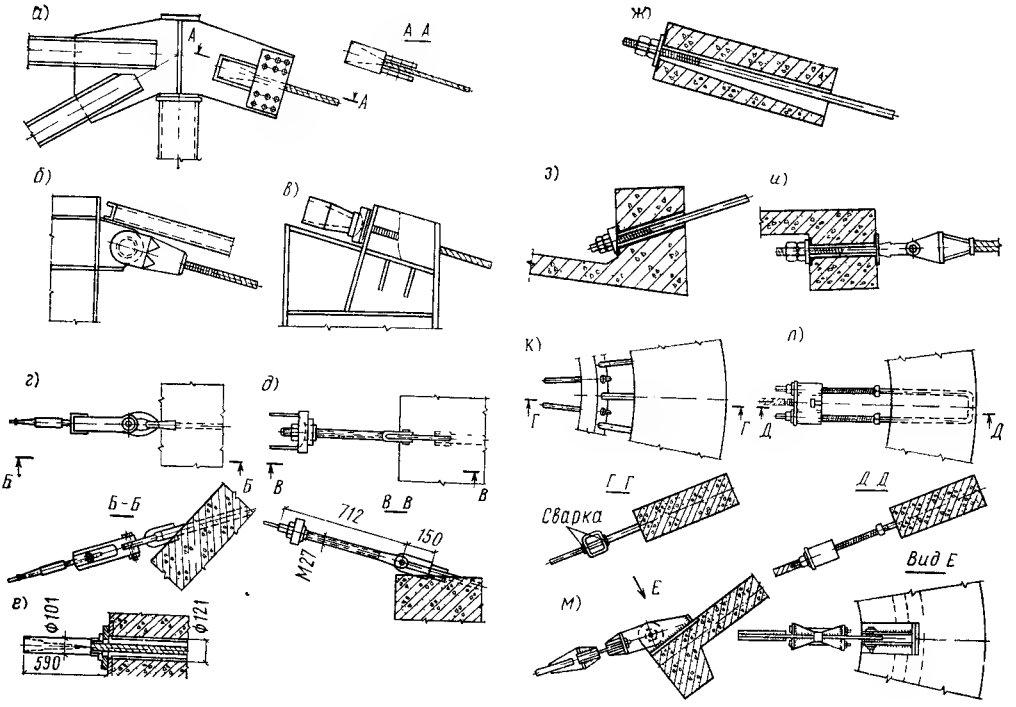


Рис. 19.33. Узлы крепления вант к бортовым элементам покрытий

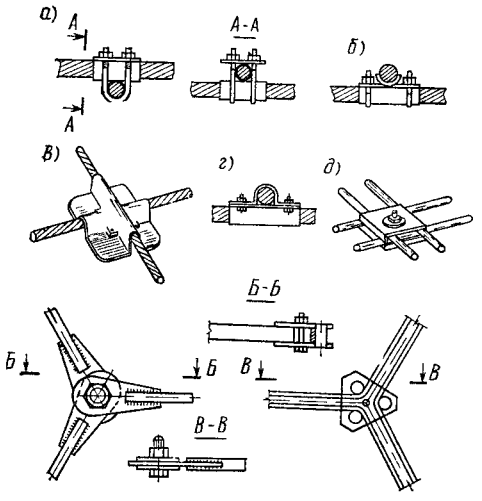


Рис. 19.34. Узлы пересечения вант в пролете

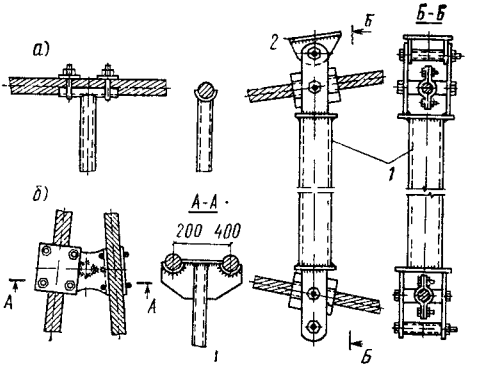


Рис. 19.35. Крепление распорок в двухслойных вантовых покрытиях

иого покрытия, сборные железобетонные плиты замоноличивали после приложения временной пригрузки, равной весу кровли и снега. Таким образом была создана предварительно-напряженная железобетонная висячая оболочка. Атмосферная вода отводится с покрытия продольным уклоном благодаря различной величине стрелки провеса средних и торцовых вант

Покрытие общественного здания «Релей арена» состоит из двух наклонных железобетонных арок, поддерживающих сетку перекрещивающихся тросов, по которой уложены листы волнистой листовой стали, утеплитель и гидроизоляция Размер покрытия в плане 91,5×91,5 м. Несущие ванты со стрелой провеса, равной $^1/_{10}$ пролета, выполнены из тросов диаметром 19—32 мм. Стабилизирующие тросы имеют диаметр 13—18 мм Шаг вант 1,83 м

Дворец спорта «Юбилейный» в Ленинграде диаметром 93 м (рис. 19.41) перекрыт

в проектное положение. Расход стали на покрытие 99 кг/м².

Покрытие универсального спортивного зала в Ленинграде представляет собой висячую оболочку — мембрану диаметром 160 м, выполненную из стального листа толщиной 6 мм (рис. 19.42). По наружному контуру мембрана закреплена в железобетонном кольце. Чтобы обеспечить свободу угловых и кольцевых деформаций и уменьшить усилия краевого эффекта, приконтурная зона мембраны имеет вырезы эллиптического очертания и крепится дискретно в 112 точках на цилиндрических шарнирах.

Поверхность мембраны была собрана из

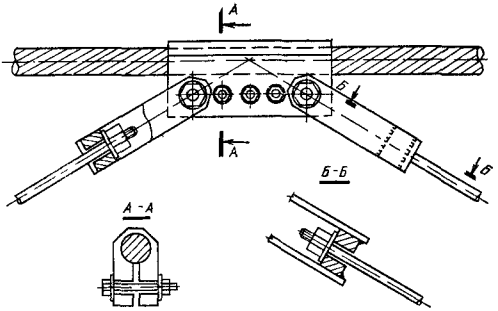


Рис. 19.36. Узел раскосной вантовой фермы

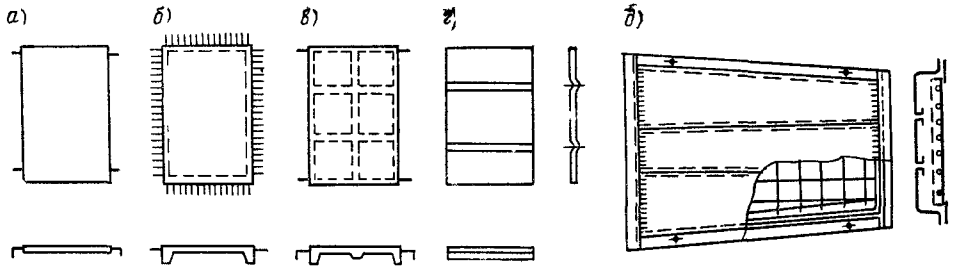


Рис. 19.37. Плиты покрытий

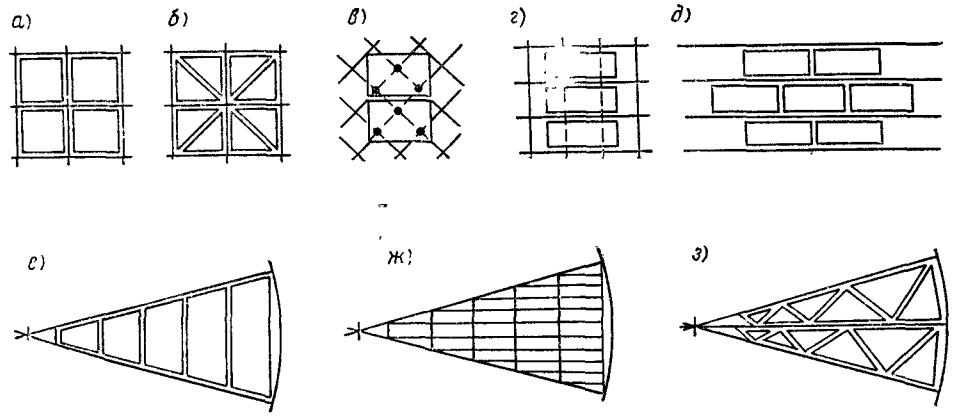


Рис. 19.38. Схемы укладки плит покрытий

а—в — варианты

48 радиальными двухпоясными вантовыми фермами, предварительно-напряженными во время монтажа. Несущие и стабилизирующие тросы крепятся к колоннам в двух уровнях. Распор воспринимается сборно-монолитным железобетонным кольцом, расположенным ниже уровня крепления стабилизирующих тросов. По верхним поясам ферм уложены легкие стальные панели с ребрами жесткости из гнутых профилей. Вантовые фермы собирали на нулевой отметке, а затем при помощи специальной траверсы устанавливали монтажным краном 56 секторов по 350 м² каждый, которые целиком изготовлены на заводе и в свернутом виде доставлены на строительную площадку. Стабилизация покрытия обеспечивается в периферийной зоне с помощью 56 предварительно-напряженных тросов, связанных с оболочкой диагональной решеткой. В центральной зоне стабилизация осуществляется связью мембраны с жесткой плитой, предназначенной для размещения технологического оборудования. На 1 м² покрытия израсходовано 114 кг стали и 0,15 м³ бетона.

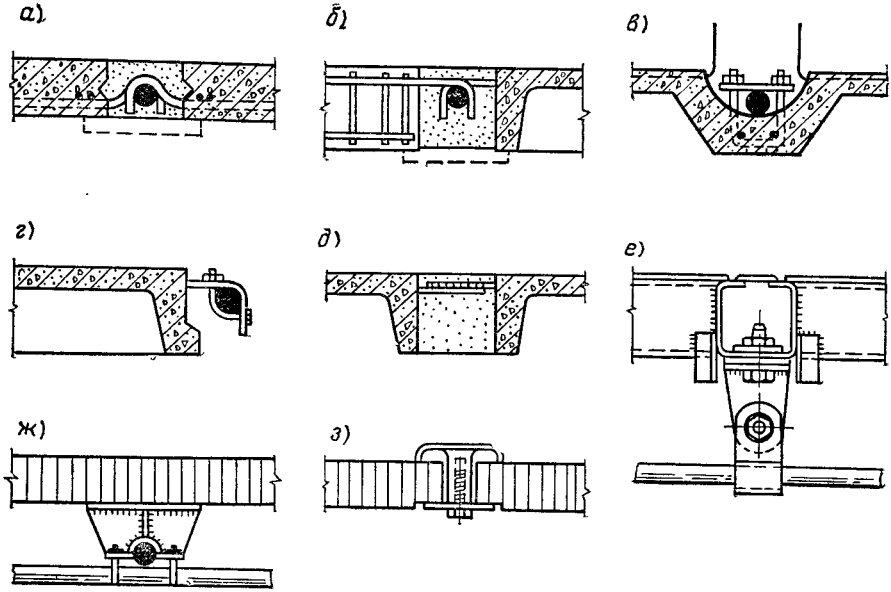
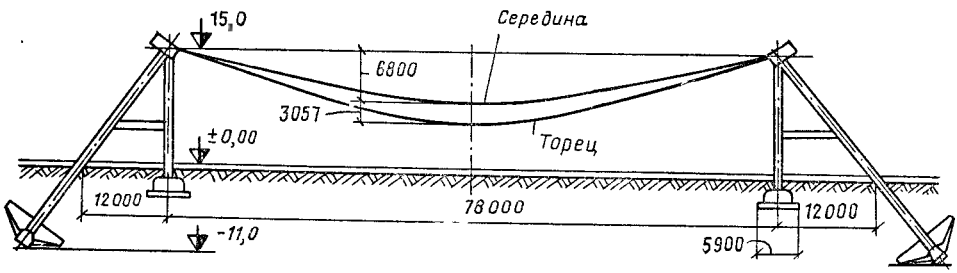


Рис. 19.39. Узлы опирания плит



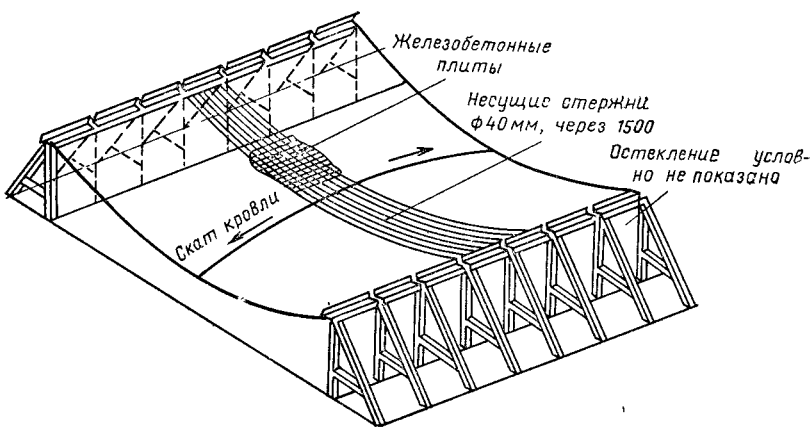


Рис. 19.40. Покрытие гаража в Красноярске

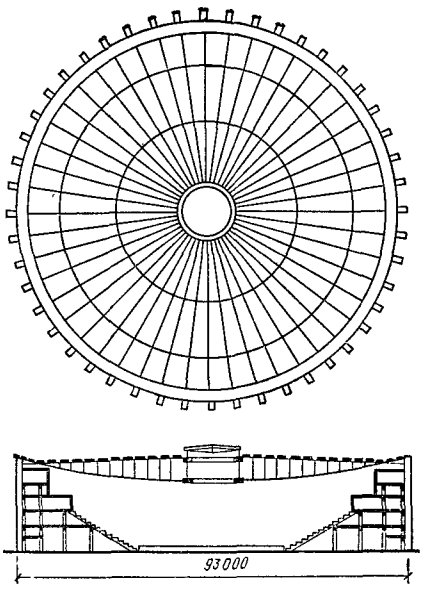


Рис. 19.41. Покрытие дворца спорта «Юбилейный» в Ленинграде

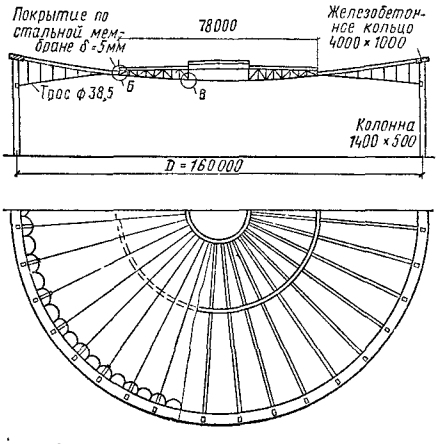


Рис. 19.42. Покрытие универсального спортивного зала в Ленинграде

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Висячие покрытия. Труды совещания по исследованию и внедрению висячих покрытий/Под ред И. М Рабиновича. М , Госстройиздат, 1962.

2 **Дмитриев Л. Г., Касилов А. В.** Вантовые покрытия. Расчет и конструирование. Киев, «Будівельник», 1974.

3. Легкие металлические конструкции промышленных зданий. Сборник статей/ЦНИИпроектстальконструкция. М , Стройиздат, 1975.

4. **Ломбардо И. В.** Геометрические схемы построения сферических сетчатых куполов. — Реферативный сборник: Проектирование металлических конструкций, вып. 2 (34)/ЦИНИС Госстроя СССР. М , 1972.

5. **Ломбардо И. В.** Вероятностная оценка начальных несовершенств формы односетчатых куполов. — Реферативный сборник Проектирование металлических конструкций, вып. 2(43)/ЦИНИС Госстроя СССР. М., 1973.

6. **Липницкий М. Е.** Купола (расчет и проектирование). Л., Стройиздат, 1973.

7. **Лубо Л. Н., Миронков Б. А.** Плиты регулярной пространственной структуры. Л., Стройиздат, 1976.

8. **Мельников Н. П., Савельев В. А., Троицкий П. Н.** Новые конструктивные решения пространственных металлических стержневых конструкций покрытий. Минвузовский сборник научных работ, вып. IX. Пространственные конструкции в Красноярском крае. Красноярск, 1976.

9. Металлические конструкции./Под ред. Е. И. Белени. М., Стройиздат, 1965.

10. **Перельмутер А. Б.** Основы расчета вантово-стержневых систем. М., Стройиздат, 1969.

11. **Рюле Г.** Пространственные покрытия. Т. II. М., Стройиздат, 1974.

12. **Савельев В. А.** Устойчивость сетчатых куполов. — Сб.: Металлические конструкции (работы школы Н. С. Стрелецкого). М., Стройиздат, 1966.

13. **Савельев В. А.** Расчет предварительно-напряженных металлических сетчатых оболочек. — Сборник докладов III Международной конференции по предварительно-напряженным металлическим конструкциям. Т. I, 1971.

14. **Савельев В. А., Ломбардо И. В.** Приближенный метод расчета односетчатых куполов по деформированной схеме. — Сб.: Материалы по металлическим конструкциям, вып. 17. М , Стройиздат, 1973.

15. **Соботка З.** Висячие покрытия/Пер. с чешского. М , Стройиздат, 1964.

16. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. Кн. I М., Стройиздат, 1972.

17. СНиП II-6-74. Нагрузки и воздействия.

18. Строительная механика, расчет и конструирование сооружений/Труды Московского архитектурного института, вып. 5 М., 1976.

19. Строительная механика, расчет и конструирование сооружений/Труды Московского архитектурного института, вып. 3. М., 1971.

20. **Таиров В. Д.** Сетчатые пространственные конструкции. Киев, «Будівельник», 1966.

21. **Трофимов В. И., Бегун Г. Б.** Структурные конструкции. М., Стройиздат, 1972.

22. **Трофимов В. И., Тарановский С. В., Духарский Ю. М.** Алюминиевые конструкции в промышленном строительстве. М., Стройиздат, 1972.

23. **Трофимов В. И.** Ограждения сооружений из растянутых алюминиевых поверхностей. М., Стройиздат, 1975.

24 **Трофимов В. И.** Большепролетные пространственные покрытия из тонколистового алюминия. М., Стройиздат, 1975.

РАЗДЕЛ IV
СТАЛЬНЫЕ ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

ГЛАВА 20. КОНСТРУКЦИИ ДОМЕННЫХ ЦЕХОВ И ГАЗООЧИСТОК

20.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

20.1.1. Состав комплекса и номенклатура конструкций

Здесь рассмотрены решения доменных печей и газоочисток двух категорий:

возведенные на большинстве действующих заводов или предназначенные для строительства или реконструкции на них;

новые решения большеобъемных печей, перспективные на ближайшие годы строительства.

На рис. 20.1 и 20.2 даны схемы расположения и общий вид объектов обеих групп.

К листовым конструкциям относятся кожухи доменных печей, воздухонагревателей, пылеуловителей, новые решения лифтов и транспортерных галерей, скрубберы, электрофильтры и газовоздухопроводы. Рассмотрены и некоторые другие специфические конструкции комплекса доменной печи, тесно связанные с листовыми конструкциями.

Здания доменного цеха и газоочистки проектируются в соответствии с общими положениями проектирования конструкций промышленных зданий (раздел II) с учетом рекомендаций, изложенных в этой главе.

В основу положены материалы выпуска ЦНИИпроектстальконструкции (ОЛК-2-62143, 1975) «Руководство по расчету стальных конструкций доменных печей большого объема».

20.1.2. Особые условия работы конструкций

При проектировании конструкций комплекса доменной печи необходимо учитывать:

1) образование коррозии от воздействия агрессивной среды внутри и снаружи сосудов и трубопроводов. Наиболее интенсивна коррозия в местах скопления колошниковой пыли, подверженных попаданию брызг доменного шлака и при воздействии доменного газа;

2) абразивное воздействие взвешенных в газовом потоке частиц пыли;

3) возможность образования опасных и для конструкций, и для обслуживающего персонала зон при увеличенной концентрации газа, прорыве чугуна, взрывах в сосудах и газопроводах, аварии оборудования и т. п.;

4) возможность резкого увеличения статической нагрузки при нарушении нормального режима работы (неудаление пыли из пылеуловителей, конденсата из газопроводов и т. д.);

5) воздействие высоких температур, приводящее к большим и неравномерным деформациям конструкций;

6) изменение силовых и температурных воздействий на кожухи печей, воздухонагревателей и других футерованных оболочек и состояние кожухов в течение кампании;

7) различный характер работы отдельных зон кожухов, а также зависимость работы каждой зоны от технологических конструкций (системы охлаждения, типов холодильников, кладки и пр.);

8) поведение технологических конструкций в процессе эксплуатации агрегатов комплекса, т. е. возможность температурного роста чугунных холодильников при их недостаточном охлаждении, расширения футеровки шахты при цинксодержащих рудах под влиянием отложения в ее швах и порах паров цинка, приводящее к выпучиванию кожуха и образованию в нем трещин, разрушения кладки лещади печи и образование в ней чугунного «козла» и др.;

9) возможность образования в процессе выплавки чугуна побочных продуктов, оказывающих вредное воздействие на конструкции (например, паров азотной кислоты, которые появляются в воздухонагревателях от разложения воздуха под воздействием высокой температуры и давления) и вызывающих ускоренную коррозию металла;

10) необходимость сведения к минимуму времени простоя всех технологических агрегатов при их ремонте и в случае аварии.

20.1.3. Основные положения проектирования

Чтобы уменьшить воздействие коррозии, сквозным конструкциям следует предпочитать сплошностенчатые и непоочным швам — сплошные.

Кожухи доменных печей, воздухонагревателей, пылеуловителей и других сосудов, работающих при давлении более 0,7 ати, как правило, должны выполняться из низколегированной стали. Сосуды, подверженные переменным нагрузкам, должны проектироваться из вязкой стали, узлы и сопряжения в них — обеспечивать отсутствие значительной концентрации напряжений. Применять высокопрочную сталь рекомендуется для кожухов и тяжелых колонн новых доменных печей большого объема, где это оправдано использованием несущей способ-

ности стали и уменьшением габаритов конструкций. Для успешного применения этой стали следует повысить требования к технологии ее сварки. Для других сооружений и элементов комплекса рекомендуется применение низколегированной стали, когда это экономически оправдано.

Конструктивное решение доменной печи должно обеспечивать максимальную возможность механизации трудоемких работ по выплавке чугуна и проведению ремонтов, например уменьшением числа колонн горна, что позволяет освободить площади у горна печи. При проектировании необходимо учитывать возможность значительных температурных деформаций конструкций, влияющих как на прочность несущих элементов, так и на успешную эксплуатацию сооружений. Так, использовать вертикальные газоотводы печи в качестве опоры для конструкций колошника можно только в случае применения засыпного аппарата, работа которого не нарушается вследствие неравномерного роста газоотводов.

Решения стальных конструкций сооружения обусловлены следующими требованиями, предъявляемыми к технологическим элементам:

1. Футеровка, обеспечивающая температуру нагрева металла оболочек в пределах величин, приведенных в п. 20.5, должна отвечать расчету, выполненному по методике, учитывающей совместную работу кожуха и футеровки

2. Кладка воздухонагревателей с плоским листовым днищем в нижней части (на высоту не менее 1,5 м) должна быть выполнена с зазором между кожухом и кладкой не более 10 мм, а по всей остальной высоте иметь больший зазор, заполненный упругими матами; кладка куполов воздухонагревателей должна давать возможность вертикального температурного роста периферийной кладки.

3. Кладка шахты во избежание изгиба мораторного кольца при температурном росте футеровки должна укладываться по кольцу без набойки.

4. Высота ребер в чугунных холодильниках должна назначаться такой, чтобы было обеспечено их охлаждение.

5. Под холодильниками, заделанными в кладку и имеющими жесткую связь с кожухом печи, должны быть устроены зазоры, заполненные упругой набойкой; такие же зазоры должны быть устроены выше или ниже защитных сегментов колошника (в зависимости от их конструкции).

6. Размеры вертикальных и горизонтальных зазоров между сплошными плитовыми холодильниками должны определяться расчетом по методике, учитывающей совместную работу холодильников, кладки и кожуха

7. Все отверстия в кожухах доменных печей, воздухонагревателей и других сосудов для уменьшения угрозы образования трещин рекомендуется делать со скругленными углами.

8. Для футеровки печи и огнеупорного пня не допускается применение материалов, обладающих большим коэффициентом температурного расширения или способностью необратимого температурного роста (например, динасовой щебенки).

9. В футерованных газовоздухопроводах, в местах постановки компенсаторов конструкция кладки должна отвечать компенсационной способности металла.

На железнодорожных путях доменного цеха должны обеспечиваться специфические габариты приближения строений (рис. 20.3).

20.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

20.2.1. Сооружения комплекса доменной печи

Доменная печь. Разрез доменной печи и варианты решений даны на рис. 20.4 и 20.5.

В доменной печи с колоннами, доведенными только до уровня мораторного кольца (рис. 20.5, *а*), нагрузка от надколошникового устройства, площадок и вертикальных газоотводов передается непосредственно на кожух доменной печи. Открытый со всех сторон доступ к кожуху печи облегчает ее обслуживание, но передача нагрузки от колошникового устройства на кожух шахты ухудшает работу засыпного аппарата, а при перегреве металла кожуха может вызвать аварию печи. Кроме того, при ремонте кожуха требуется демонтаж колошникового устройства.

В доменной печи с колоннами в зоне горна и в зоне шахты (рис. 20.5, *б*) колонны шахты опираются непосредственно на колонны горна и вступают в работу только после перегрева кожуха шахты или при ремонтах печи, так как при нормальной работе между колоннами и куполом печи есть зазор. При этой схеме возможен перекос колошникового устройства от неравномерного нагрева кожуха, что уменьшает производительность печи. Кроме того, колонны шахты из-за наличия связей затрудняют доступ к кожуху, смену холодильников, ремонт конструкций и т. п.

В доменной печи с листовым компенсатором (рис. 20.5, *в*), отделяющим купол от кожуха шахты, нагрузка от купола, газоотводов и колошникового устройства передается непосредственно на колонны шахты, которые являются продолжением колонн горна. В этом случае засыпной аппарат не подвергается перекосу, а кожух шахты разгружен, что улучшает условия его работы. Однако существующие конструкции компенсаторов не могут гарантировать успешную работу печи при повышенных давлениях газа, что ограничило применение печей такой конструкции.

На ряде доменных печей этого типа связи по колоннам шахты заменены рамным каркасом, состоящим из элементов площадок шахты, а конструкции мораторного кольца, нижней кольцевой площадки и первых поясов шахты, создающих вместе кольцевую балку швеллерного сечения, использованы для передачи нагрузки от колонны шахты на соседние колонны горна в случае выхода из работы одной из колонн.

В доменной печи с колошниковым устройством, опирающимся на колонны печи (рис. 20.5, *г*), получившей широкое распро-

странение и принятой в типовых проектах доменных печей объемом 1033—1719 м³, копер и колошниковая площадка опираются непосредственно на колонны шахты печи, но купол печи не отделен от шахты. Колонны шахты не имеют связей и опираются, как и в предыдущем решении, на кольцевую балку швеллерного сечения, не совпадая при этом в плане с расположением колонн горна. Это позволяет располагать верхнюю (выше моратора) часть конструкций независимо от нижней части, т. е. вне связи с планом цеха, что дает возможность унифицировать конструкции доменных печей, а их верхние части выполнять одинаковыми для печей разных объемов.

В доменной печи с четырьмя колоннами, удаленными от горна и несущими шахту и колошниковое устройство (рис. 20.5, *д*), облегчено обслуживание горна и шахты, но зона заплечиков оказывается загроможденной конструкциями, передающими нагрузку веса шахты на колонны. Главным недостатком этой печи является неудовлетворительная прочность балок и других конструкций, предназначенных для передачи нагрузки от

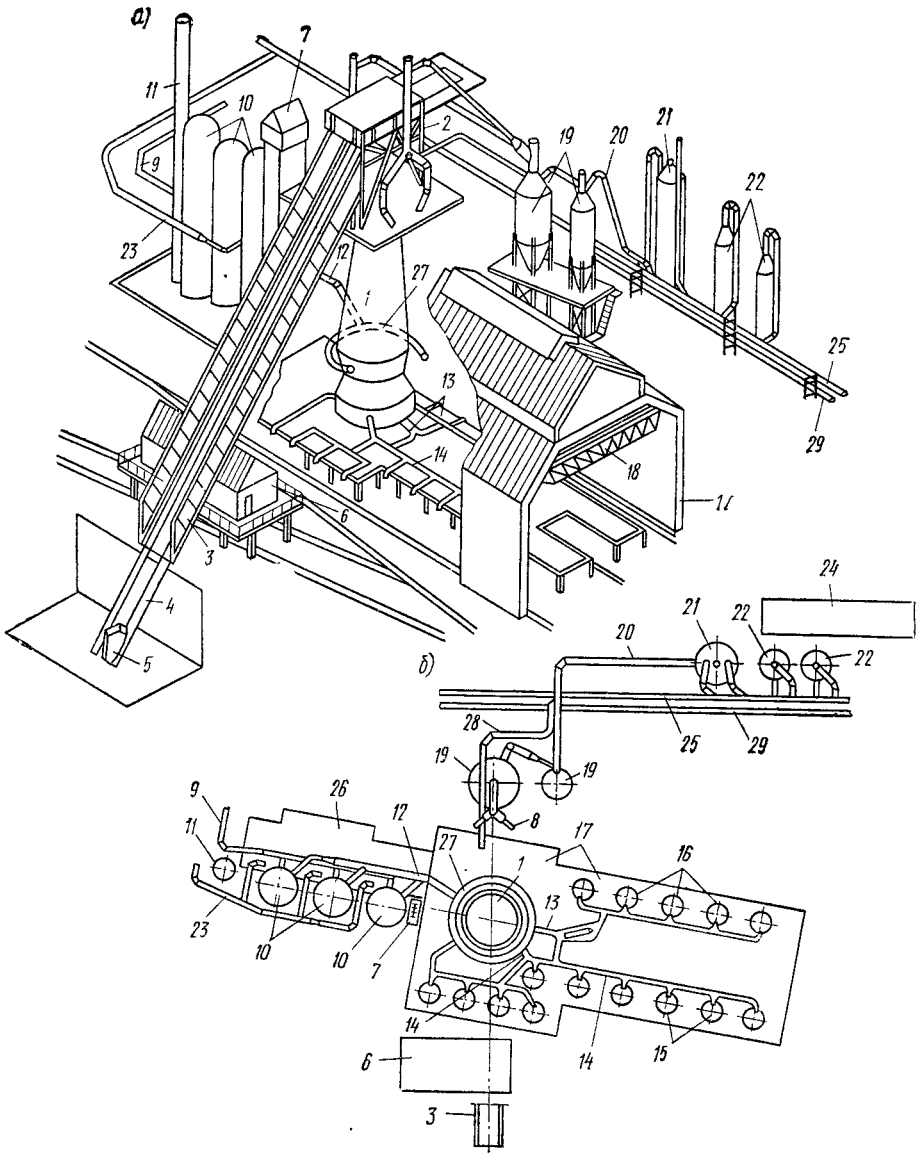


Рис. 20.1. Комплекс действующей доменной печи и газоочистки

а, *б* — схемы; *в* — общий вид; *1* — доменная печь; *2* — колошниковый копер; *3* — колошниковый *6* — здание скипового подъемника; *7* — лифт; *8* — газоотводы; *9* — воздухопровод холодного дутья; летка и желоба; *14* — шлаковые летка и желоба; *15* — ковши для шлака; *16* — ковши для чугуна; провод грязного газа; *21* — скруббер; *22* — электрофильтры; *23* — газопровод чистого газа; *24* — телей; *27* — кольцевой воздухопровод горячего дутья; *28* — газопровод получистого газа от газо

шахты на колонны печи в стадии разрушения футеровки; размеры же конструкции необходимой прочности затрудняли бы доступ к кожуху заплечиков по всей высоте. Широкое распространение такой схемы за рубежом объясняется менее интенсивной эксплуатацией доменных печей, что сохраняет на более длительное время футеровку шахты.

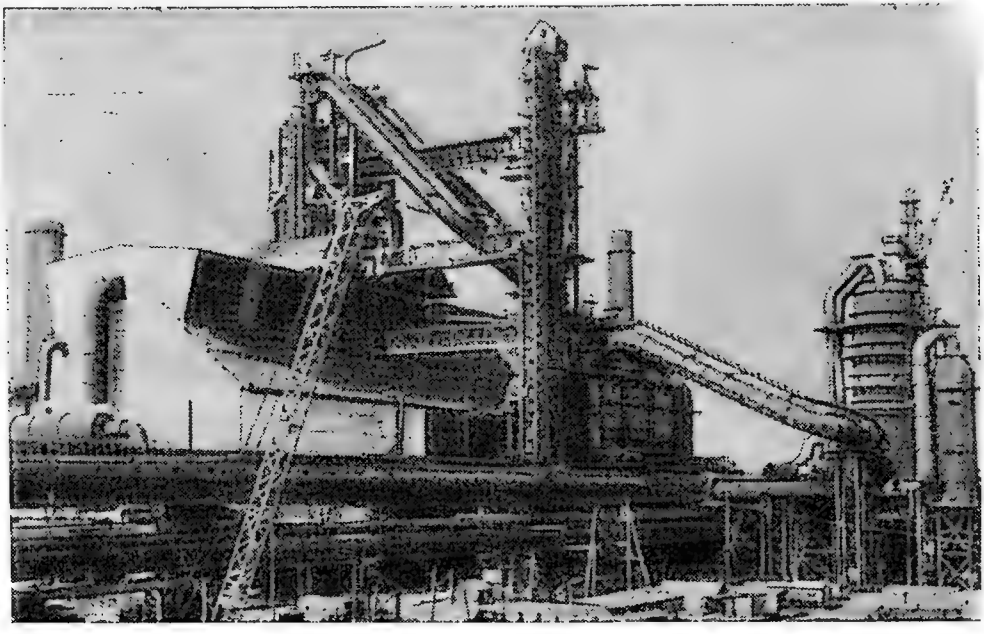
В доменной печи, предназначенной для работы на цинксодержащих рудах (рис. 20.5, *е*), недопустимо использование кожухов для восприятия нагрузки от колонн шахты, так как при появлении трещин в части кожуха, входящей в состав кольцевой балки швеллерного сечения, балка выходит из работы. Это вынуждает опирать колонны шахты непосредственно на колонны горна, а стойки колошникового копра из-за несовпадения их в плане с колоннами шахты — на кольцевую балку, опирающуюся на колонны шахты. Кольцевая балка при этом работает на изгиб и кручение.

В доменной печи с самонесущим кожухом без мораторного кольца (рис. 20.5, *ж*) значительно упрощена конфигурация кожуха, облегчена конструкция печи и созданы удобства при обслуживании горна. Принцип разгрузки кожуха печи от веса колошникового устройства реализован полностью, так как нагрузки от копра и площадок передаются на колонны печи. Нагрузки от шахты печи воспринимаются конструкцией горна, что принципиально отличает эту печь от предыдущих.

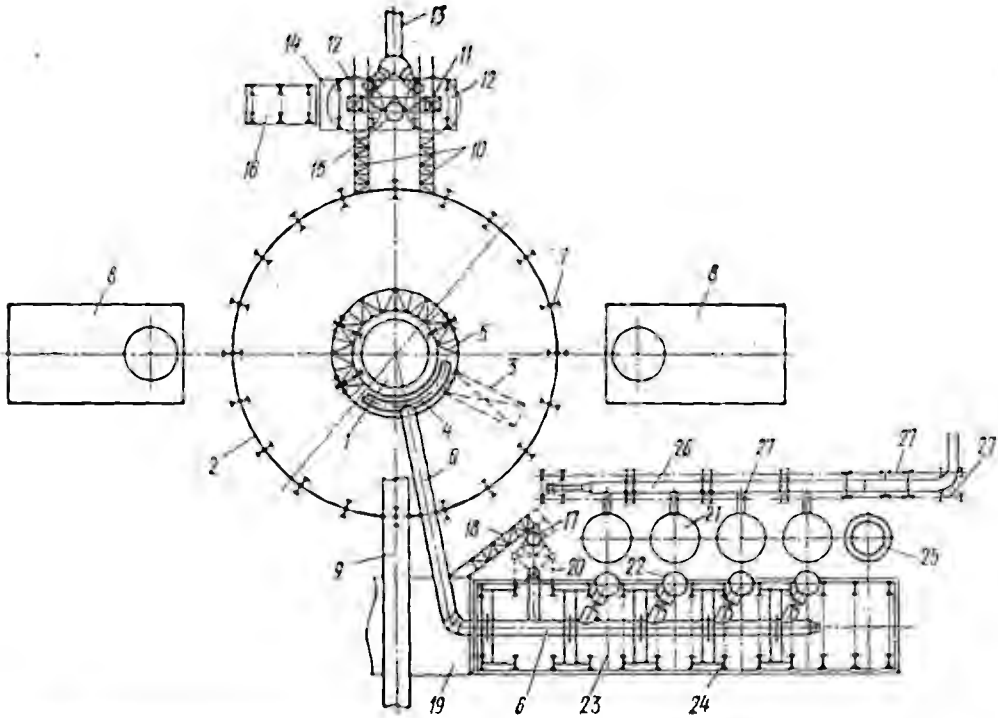
В доменной печи с колоннами шахты, опирающимися непосредственно на колонны горна (рис. 20.5, з), отражены решения, принятые для типовой печи объемом 2000 м³ и получившие впоследствии широкое распространение в печах объемом 2000—3200 м³. Здесь колонны горна и шахты расположены соосно. Такая схема отличается от приведенной на рис. 20.5, *е* тем, что число колонн в ней сокращено до четырех; это стало возможным благодаря проведению специальных исследований. Такая схема является унифицированным решением как при работе на обычных рудах, так и при работе на рудах, содержащих цинк. Возможность поворота в плане колошникового устройства на любой угол создает большое удобство при планировке цеха по этой схеме. Первые печи этого типа выполнены с мораторным кольцом, впоследствии было применено более прогрессивное решение самонесущего безмораторного кожуха, позволяющее не ограничивать величину внутреннего давления в печи. Эта же схема с добавлением специальных устройств, позволяющих закрепить верх печи на время смены нижней части кожуха шахты, применялась для печей, работающих на содержащих цинк рудах.

Дальнейшее совершенствование конструктивных форм доменных печей привело

в)



подъемник (наклонный мост); *4* — продолжение наклонного моста в скиповой яме; *5* — скип; *10* — воздухонагреватели; *11* — дымовая труба; *12* — воздухопровод горячего дутья; *13* — чугунная *17* — здание доменной печи (литейный двор); *18* — мостовой кран; *19* — пылеуловители; *20* — газо- здание газоочистки; *25* — газопровод получистого газа газоочистки; *26* — здание воздухонагрева- очистки в подкупольное пространство; *29* — газопровод получистого газа в газоочистке



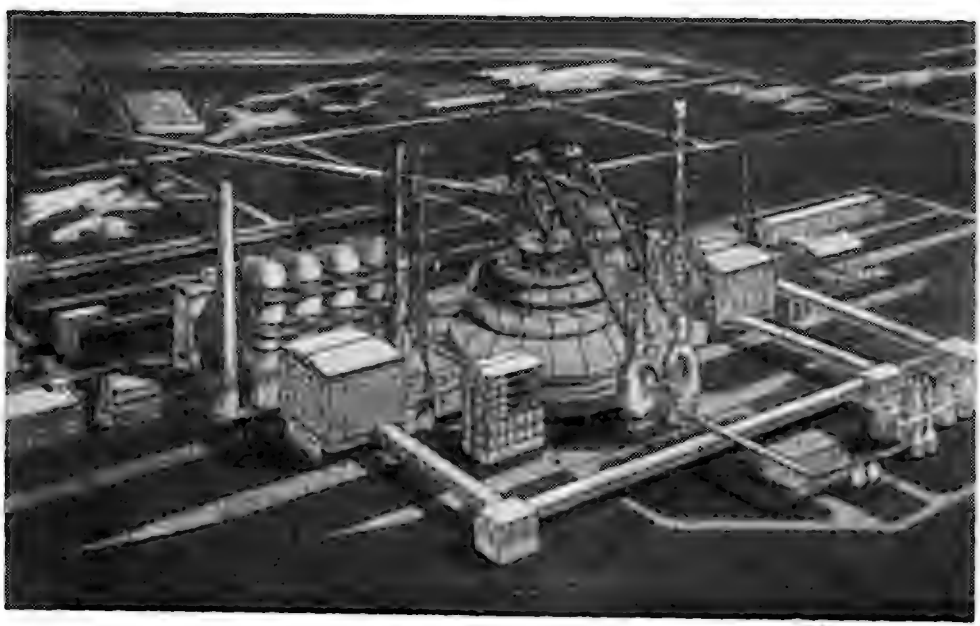


Рис. 20.2. Комплекс новой доменной печи большого объема

вверху — план, внизу — общий вид; *1* — доменная печь; *2* — здание доменной печи (литейный двор); *3* — кольцевой кран; *4* — кольцевой воздухопровод горячего дутья; *5* — кольцевая эстакада под кран и кольцевой воздухопровод горячего дутья; *6* — воздухопровод горячего дутья; *7* — колонны литейного двора; *8* — шлакопереработка; *9* — трубчатая галерея транспортерной подачи на колошник; *10* — монтажная балка; *11* — опора монтажной балки; *12* — пылеуловитель; *13* — газопровод грязного газа к газоочистке; *14* — рабочая площадка пылеуловителей; *15* — скруббер газоочистки подкупольного пространства; *16* — помещение механизмов и оборудования пылеуловителей; *17* — лифт с лестничной клеткой; *18* — кабельный мостик; *19* — здание управления; *20* — труба для постановки печи на тягу и ее опора; *21* — камера насадки воздухонагревателя; *22* — камера горения воздухонагревателя; *23* — здание воздухонагревателей; *24* — колонны здания воздухонагревателей; *25* — дымовая труба; *26* — воздухопровод холодного дутья; *27* — опоры воздухопровода холодного дутья

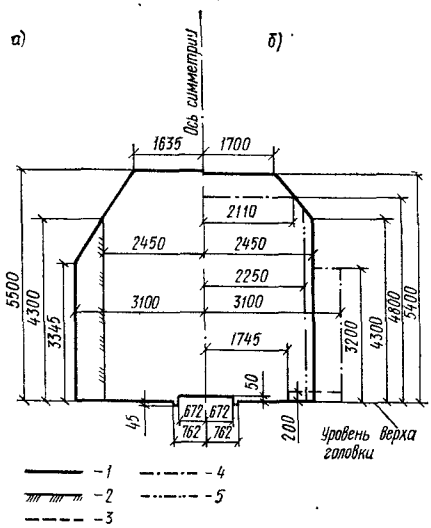


Рис. 20.3. Габариты приближения строений на железнодорожных путях доменного цеха

а — вне зданий; *б* — внутри зданий; *1* — основное очертание габарита; *2* — линия приближения отдельно стоящих колонн, опор и выступающих частей зданий и сооружений при их протяженности вдоль пути не более 1000 мм; сооружений для туннелей, мостов и эстакад; *3* — линия приближения фундаментов сооружений; *4* — линия приближения сооружений на отдельных участках постановочных железнодорожных путей, по которым пропуск подвижного состава высотой более 4700 мм не предусматривается, и для железнодорожных путей литейных дворов в пределах крайних колонн; *5* — линия приближения в литейных дворах отдельно стоящих частей зданий при их протяженности вдоль пути не более 1000 мм

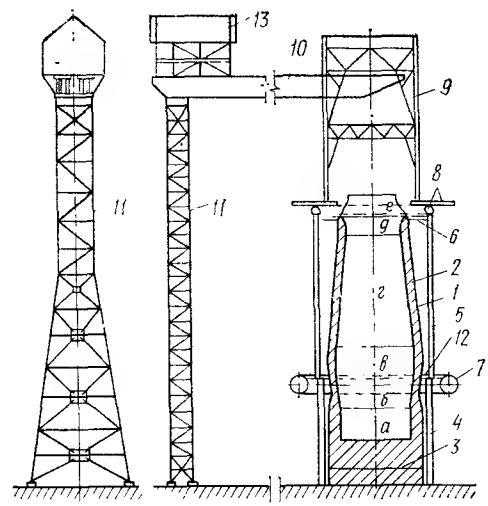


Рис. 20.4. Схематический разрез доменной печи с монтажной балкой

а — горн, *б* — заплечики; *в* — распар; *г* — шахта (коническая часть); *д* — шахта (колошниковая часть), *е* — купол; *1* — футеровка; *2* — кожух, *3* — днище; *4* — колонны горна; *5* — колонны шахты, *6* — горизонтальные связи; *7* — кольцевой воздухопровод горячего дутья; *8* — колошниковая площадка; *9* — копер; *10* — монтажная балка, *11* — опора монтажной балки; *12* — ложный мораторн, закрепляющий колонны к кожуху; *13* — укрытие монтажной тележки (крана)

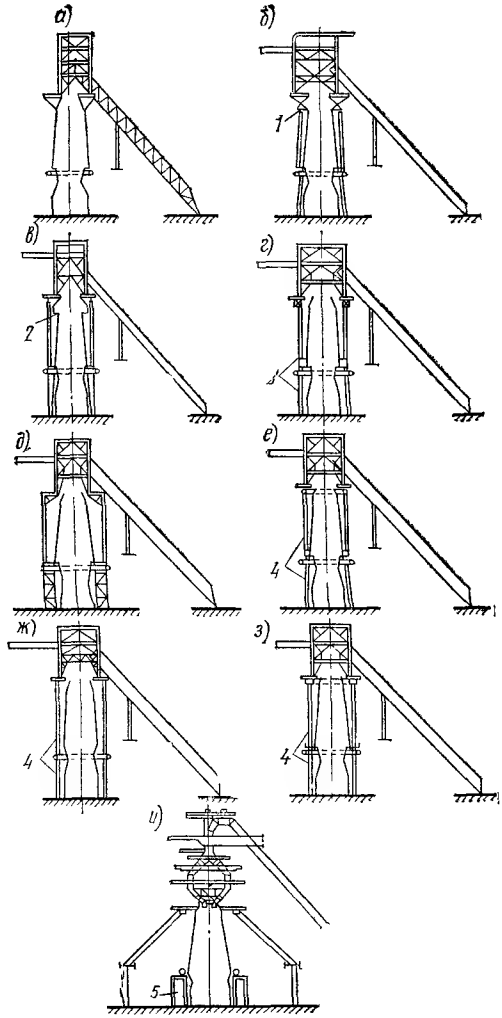


Рис. 20.5. Конструктивные решения доменных печей

а — печь без колонн вокруг шахты; *б* — печь с колоннами шахты, работающими при потере несущей способности кожуха; *в* — печь с листовым компенсатором, отделяющим купол и колошниковое устройство; *г* — печь с колошниковым устройством, опирающимся только на колонны печи; *д* — печь, принятая за рубежом с четырьмя колоннами, *е* — печь без мораторного кольца; *ж* — самонесущая безмораторная печь; *з* — печь с четырьмя колоннами шахты, опирающимися непосредственно на колонны горна; *и* — самонесущая бесколонная печь; *1* — зазор; *2* — компенсатор; *3* несоосные колонны; *4* — соосные колонны; *5* — эстакада под кольцевой воздухопровод и подкрановую балку литейного двора

к созданию решения (рис. 20.5, *и*), принятого в проекте крупнейшей в мире доменной печи объемом 5000 м³.

Кожух печи самонесущий, нагрузки от площадок колошникового устройства воспринимаются вертикальными газоотводами (без копра). Колошниковая площадка является кровлей здания литейного двора. Кольцевой воздухопровод горячего дутья вместе с кольцевой подкрановой балкой ли-

тейного двора опирается на кольцевую эстакаду. Такое решение освобождает пространство вблизи печи для расположения оборудования и механизации трудоемких работ. На конструкцию печи выданы авторские свидетельства.

Кожух доменной печи следует рассматривать как часть конструкции, состоящей из самого кожуха, кладки, набойки, холодильников и примыкающих конструкций, с которыми он связан в одну статическую систему. Это подтверждается многочисленными исследованиями, показывавшими очень сложный характер напряженного состояния кожухов доменных печей, когда наряду с обычным двухосным растяжением кожуха встречаются участки с двухосным сжатием, а также участки с большими перенапряжениями.

В результате проведенных в ЦНИИпроектстальконструкции экспериментальных и теоретических исследований работы кожуха появилась возможность перейти от пользования эмпирическими формулами для определения толщины кожухов доменных печей и воздухонагревателей к расчету, отражающему их действительное напряженное состояние. Обязательными условиями проектирования всех элементов кожуха доменной печи являются способность воспринимать внутреннее избыточное давление газовой среды, воздействие температурного распора футеровки, гидростатическое давление жидкого чугуна, распор от веса шихты, а также обеспечение его полной герметичности, доступность для осмотра и ремонта, возможность свободной температурной деформации элементов, исключающей появление местных напряжений и возможность полива кожуха водой в случае прогара холодильников. Кожухи печей, работающих на испарительном охлаждении, вследствие большего ослабления отверстиями для трубок холодильников делаются толще.

Кожух лещади. В начале кампании доменной печи температурное расширение футеровки в большей степени компенсируется упругими деформациями набойки; при этом расчетные кольцевые напряжения в кожухе на уровне верхней отметки лещади значительно превосходят напряжения, возникающие в ее нижней зоне. Однако по мере разрушения верхних слоев лещади температурный распор в этой зоне уменьшается, а напряжения в нижних участках возрастают. Требования к обеспечению необходимой прочности и герметичности кожуха лещади должны соблюдаться особенно тщательно, так как любая трещина в нем, помимо пропуска газа, может в дальнейшем послужить причиной прорыва чугуна.

Большое влияние на прочность кожуха оказывает материал заполнения вертикальных зазоров между плитовыми холодильниками; такие зазоры, предназначенные для компенсации температурного расширения холодильников, должны заполняться без всяких металлических прокладок. Недооценка этих факторов в ранних конструкциях доменных печей часто приводила к появлению трещин кожухов (в 40—50% построенных печей). Для выпуска «козла» при капитальных ремонтах печей в кожухе лещади устраиваются специальные летки.

Кожух горна. Величина температурного распора в нем определяется не только горизонтальным расширением кладки, но и ее вертикальным ростом (при конической форме кожуха). В современных доменных печах кожух горна охлаждается сплошными вертикальными плитовыми холодильниками. Большое число отверстий (чугунные и шлаковые летки, фурмы) и устройство кладки у леток впритык к кожуху, а также прямоугольная форма отверстия чугунных леток и тяжелый температурный режим окололеточной зоны кожуха приводит к частому образованию трещин в этой зоне [1], что угрожает прорывом чугуна из печи. Наиболее рациональными мероприятиями, улучшающими работу кожуха горна, являются: устройство кожуха цилиндрической формы, устройство двухслойных холодильников, замена прямоугольного выреза чугунной летки овальным, заполнение зазора у летки упругой набойкой, обеспечение интенсивного охлаждения окололеточной зоны без наружного полива.

Кожух заплечников выполняется, как правило, в виде расширяющегося кверху конуса. Охлаждение кожуха осуществляется сплошными плитовыми холодильниками. Этот участок кожуха испытывает сравнительно небольшие напряжения, но его работа усложняется из-за большого числа фурменных отверстий, расположенных в непосредственной близости от его нижней зоны. Ослабленяе этими отверстиями не должно превышать 65% длины окружности кожуха.

Кожух распара в старых печах конструктивно решался аналогично кожуху заплечников. Охлаждение осуществляется сплошными вертикальными плитовыми холодильниками (тонкостенный распар). В современных доменных печах устраивается так называемый толстостенный распар, в котором увеличена толщина футеровки, а охлаждение такое же, как в шахте печи. При таком решении кожух распара фактически неотделим от шахты печи и рассматривается как одно целое.

Мораторное кольцо устанавливается в месте изменения системы футеровки и охлаждения; оно предназначено для поддержания нависающей части кладки шахты печи и погашения возникающей разности распоров от горизонтального температурного расширения конструкции. Широкое плоское кольцо по внутренней окружности опирается на кожух заплечиков или распара (при тонкостенном решении), а по наружной окружности подвешено к кожуху шахты, при помощи которого, как ранее считалось, оно опирается на колонны горна. Мораторное кольцо используется, кроме того, как нижняя полка кольцевой балки швеллерного сечения, через которую нагрузка от колонн шахты передается на колонны горна.

---

[1] Из общего числа трещин, возникающих в кожухах печей, не работающих на рудах, содержащих цинк, около половины приходится на кожух горна, причем подавляющее большинство их возникает вблизи чугунной летки.

Фактически кладка шахты не опирается на мораторное кольцо, так как расширяющиеся под влиянием нагрева конструкции низа печи (кладка и холодильники) поднимают шахту и отрывают мораторное кольцо от колонн. Само мораторное кольцо нарушает целостность кожуха при его работе на внутреннее давление, ограничивая возможность повышения давления под колошником печи, что сдерживает увеличение ее производительности. Поэтому доменные печи большого объема сооружают без мораторного кольца с самонесущим кожухом.

Кожух шахты состоит из нижней конической части (повторяя очертание кладки, он состоит обычно из нескольких конусов) и верхней цилиндрической (колошниковая зона). Охлаждение шахты осуществляется холодильниками, устанавливаемыми обычно на $^2/_3$ высоты шахты снизу. В печах последних конструкций шахта охлаждается сплошными плитовыми холодильниками. В зоне колошника к кожуху прикреплены защитные сегменты, предохраняющие кладку от разрушения загружаемыми в печь материалами. Прочность и герметичность кожуха в значительной степени зависят от конструкции холодильников. В частности, применение сменяемых холодильников требует устройства больших вырезов, ослабляющих кожух; холодильники-кронштейны жестко связывают кожух с кладкой и при ее росте вызывают в кожухе местные повреждения; так называемые «плавающие» холодильники соединяются с кожухом только трубками небольшого диаметра и не ослабляют кожух, однако в связи с невозможностью замены (после прогара таких холодильников вследствие повреждения трубок) прекращается охлаждение близлежащего участка кладки и он быстро разрушается.

Кожух шахты воспринимает распор кладки через слой упругой набойки, но вследствие ступенчатого очертания кладки давление на кожух передается неравномерно. Наибольшая концентрация давления возникает в местах сплошных колец кладки, упирающихся в кожух и предохраняющих набойку от просыпания.

Особые условия работы кожуха шахты при использовании руд, содержащих цинк, требуют ряда конструктивных особенностей: увеличения толщины кожуха против обычной приблизительно на 20—25%; увеличения толщины слоя набойки на 50%; замены жестких холодильников на плавающие как не препятствующие свободной деформации кладки [1]; создания конструкции защитных сегментов, обеспечивающих их свободное перемещение под действием растущей кладки шахты.

Кроме отверстий от холодильников, в шахте предусматриваются отверстия для забора проб газа и для других исследований, а также люки для прохода в полость печи при ее ремонтах и временные проемы для производства работ при строительстве. Все отверстия во время эксплуатации печи должны быть герметично закрыты.

Купол печи несет нагрузку от засыпного устройства, опирающегося через литой колошниковый фланец, и от вертикальных газоотводов. Кроме того, в куполе возникают большие напряжения, вызванные внутренним давлением, особенно вблизи места примыкания купола к шахте печи. Присоединение газоотводов к куполу создает в нем сложное напряженное состояние, не поддающееся точному расчету, что заставляет назначить толщину купола конструктивно с определенным запасом. Купол печи обычно защищается торкретом и неохлаждаемыми литыми чугунными плитами. При больших нагрузках, передаваемых через газоотводы, надо усилить близлежащие зоны купола при помощи установки специальных «воротников». Размер ослабления купола ограничивается расчетными и конструктивными предпосылками.

Днище и конструкция для охлаждения низа лещади. До применения воздушного охлаждения низа лещади сплошное днище устраивалось только в отдельных доменных печах. Хотя такое сплошное днище повышало герметичность лещади, но в период значительного разгара кладки лещади металл днища коробился, способствуя более интенсивному разрушению оставшейся части футеровки. Принятая в типовых доменных печах система охлаждения состоит из чугунных плит с запрессованными в них трубами, через которые подается воздух охлаждения. По верху плит устраивается сплошное листовое донышко. Возможно и другое решение, при котором воздух проходит по системе параллельных труб. Такое охлаждение обеспечивает длительную сохранность лещади и предохраняет донышко от коробления. Обращается внимание на необходимость обеспечения жесткости донышка для возможности его подливки при производстве работ.

Конструктивные особенности кожухов. Листы кожуха сваривают встык. В целях уменьшения протяженности сварных швов размеры листов следует назначать максимально большими с учетом требований изготовления, монтажа и транспортирования.

Применению сварки в кожухах доменных печей предшествовала экспериментальная работа, проведенная в ЦНИИпроектстальконструкции и подтвержденная в процессе эксплуатации сварных доменных печей. Результаты исследований позволяют дать следующие рекомендации по сварке кожухов:

1) укрупнение отправочных марок на заводе выполнять автоматом (рис. 20.6, *а*, *б*);

2) при монтаже предпочтительна электрошлаковая сварка, которой могут свариваться только вертикальные швы. Для сварки горизонтальных швов рекомендуется их электрошлаковая сварка в вертикальном положении (при укрупнении), или применение полуавтоматической сварки порошковыми электродами, или сварка в

[1] Применение иногда под холодильниками слоя упругой набойки, создающей условия для некоторого свободного роста кладки, менее целесообразно.

струе углекислого газа. При ручной электродуговой сварке должны применяться электроды с индексом А, обеспечивающие повышенную пластичность соединений. Основными типами монтажных швов при ручной сварке являются: Х-образный симметричный для вертикальных швов и К-образ-

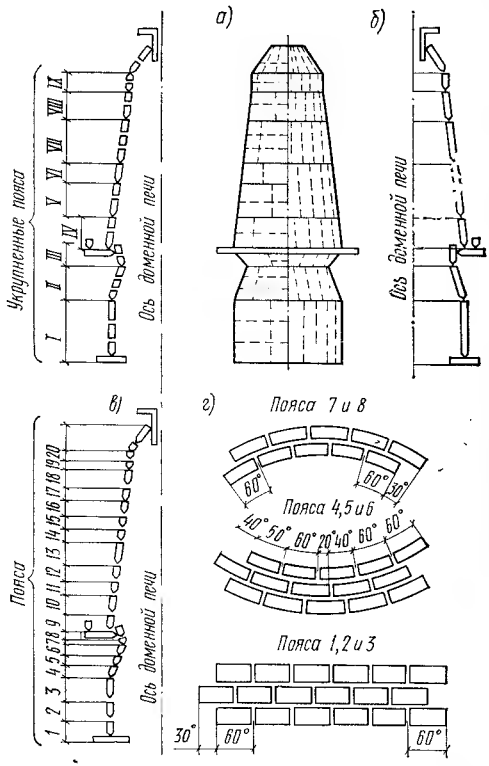


Рис. 20.6. Раскрой листов кожуха доменной печи

а — при автоматической сварке с предварительным укрупнением марок из горизонтальных листов; *б* — при автоматической сварке с применением вертикальных листов; *в* — при ручной сварке; *г* — развертка кожуха горна при ручной сварке (пунктирными линиями обозначена автоматическая электродуговая или электрошлаковая сварка, сплошными линиями — ручная сварка)

ный симметричный для кольцевых швов. Потолочные швы следует выполнять несимметричными, а швы днища печи — встык на подкладках;

3) при ручной электродуговой монтажной сварке листы кожуха располагают длинной стороной по длине окружности, причем вертикальные швы отдельных поясов устраивают вразбежку (рис. 20.6, *в*, *г*);

4) при электрошлаковой сварке вертикальные швы смежных поясов совпадают (рис. 20.7). Такое расположение листов позволяет выполнить почти всю монтажную сварку электрошлаковым способом (горизонтальные стыковые швы внутри монтажного блока свариваются в вертикальном положении при укрупнении). При таком решении полуавтоматической или ручной сваркой выполняют только кольцевые швы в местах перелома кожуха и на границах укрупненных монтажных единиц, вес которых зависит только от грузоподъемности крана. Возможны и другие решения, например вертикальное расположение листов кожуха (см. рис. 20.6, *б*), за-

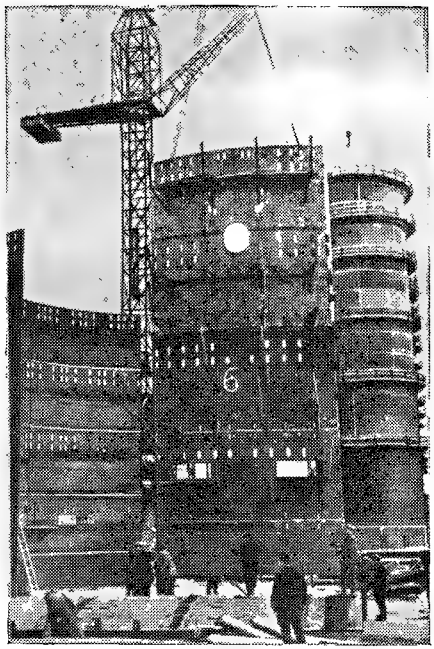


Рис. 20.7. Подъем скорлупы кожуха горна после ее укрупнения электрошлаковой сваркой при вертикальном положении кольцевых швов

Рис. 20.8. Подъем царги кожуха шахты после ее укрупнения электрошлаковой сваркой

висящие в основном от мощности листогибочных вальцов и грузоподъемности монтажных механизмов. Минимальная по экономическим соображениям толщина листов, свариваемых электрошлаковым способом, 16 мм. Общий вид кожуха печи в процессе монтажа дан на рис. 20.8.

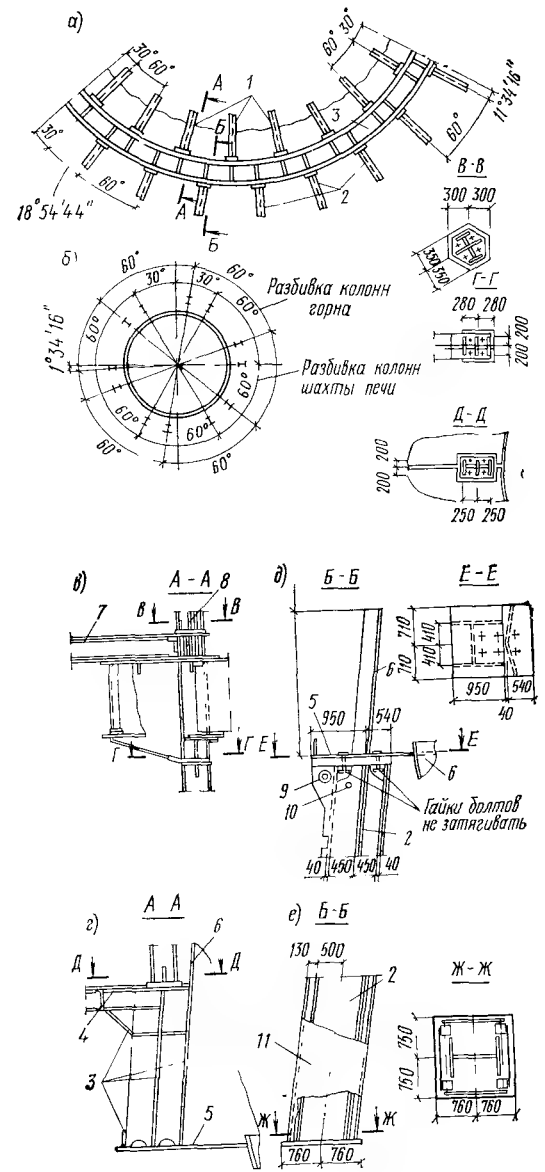


Рис. 20.9. Узлы типовых доменных печей объемом до 1719 м³

а — развертка кольцевой балки; *б* — план печи; *в* — верхний узел колонн шахты; *г* — нижний узел колонн шахты; *д* — верхний узел колонн горна; *е* — нижний узел колонн горна; *1* — колонны шахты; *2* — колонны горна; *3* — кольцевая балка швеллерного сечения; *4* — нижняя кольцевая площадка шахты; *5* — мораторное кольцо; *6* — кожух печи; *7* — колошниковая площадка; *8* — стойка копра; *9* — отверстия для подвески кольцевого воздухопровода горячего дутья; *10* — отверстия для затяжки болтов; *11* — защитный кожух колонны

Колонны печи состоят из колонн шахты и колонн горна.

Колонны шахты обычно выполнялись двутаврового сечения; их торцы строгались или предусматривалась К-образная разделка кромок. При выполнении колонн из двух ветвей площадки шахты монтируются крупными блоками, заранее прикрепленными к соответствующим ветвям колонн.

Положение и размеры колонн должны обеспечивать возможность замены перегоревших холодильников шахты.

В современных доменных печах колонны шахты совместно с опирающимися на них площадками образуют пространственный каркас, который в своей верхней части прикреплен горизонтальными связями к кожуху печи. Эти связи передают все горизонтальные силы колошникового устройства на кожух и обеспечивают неизменяемость конструкции в период эксплуатации печи. Крепление площадок к колоннам обычно делается жестким, что уменьшает свободную длину колонны. Кроме того, жесткий пространственный каркас обеспечивает неизменяемость конструкции при ремонтах печи (демонтаж кожуха). В печах, выполненных по старым проектам, неизменяемость конструкции обеспечивалась постановкой связей, которые затрудняли обслуживание кожуха шахты.

Колонны шахты шарнирно опираются непосредственно на колонны горна или на кольцевую балку швеллерного сечения (при несовпадении в плане колонн шахты и колонн горна, как показано на рис. 20.9). Верхним поясом такого швеллера является нижняя кольцевая площадка с настилом толщиной 12 мм, стенкой швеллера — часть кожуха печи, а нижним поясом — мораторное кольцо. Настил крепится к кожуху сплошным швом с прорезями (около 30% длины), обеспечивающими сток воды при наружном поливе кожуха. Используемые как стенка нижние царги кожуха имеют ребра, расположенные в местах примыкания колонн шахты и горна. Балка работает одновременно на изгиб и кручение.

На рис. 20.10 показано решение колонн, принятое для типовой доменной печи объемом 2000 м³. Нагрузка от колошникового устройства передается через кольцевую балку колошниковой площадки. В местах приложения сосредоточенных нагрузок на балке устанавливаются кольца жесткости. Кольцевые площадки шахты запроектированы двух типов: верхние, расположенные между колоннами и шахтой, крепятся к кожуху шахты и монтируются с соответствующими царгами, а нижние опираются только на колонны. Крепление нижних кольцевых площадок к колоннам жесткое, что обеспечивает возможность работы балок площадок на кручение и одновременно повышает устойчивость колонн. Свободная длина колонн уменьшена благодаря закреплению к верхним кольцевым площадкам печи. Это закрепление обеспечивает независимое температурное перемещение конструкции. При испарительном охлаждении верхняя кольцевая площадка печи может быть использована для размещения

герметичной галерен баков сепараторов. Другое решеиие — расположение галереи на колошниковой площадке печи.

Колонны горна могут быть вертикальными или наклонными. Чтобы обеспечить доступ к кожуху и проведение ремонтов, расстояние между гранью колоины и ближайшей точкой кожуха должно быть не менее 600 мм. Ширина колонны не должна затруднять смену фурменного прибора.

возникающие от наклона колонны, воспринимаются трением о фундамент.

В последнее время при проектировании доменных печей отказались от традиционных решений колонн. Конструктивные решеиия безмораторной доменной печи объемом 3200 м³ с колоннами, идущими на всю высоту печи, приведены на рис. 20.4. Доменная печь без колонн объемом 5000 м³ со свободным пространством литейного

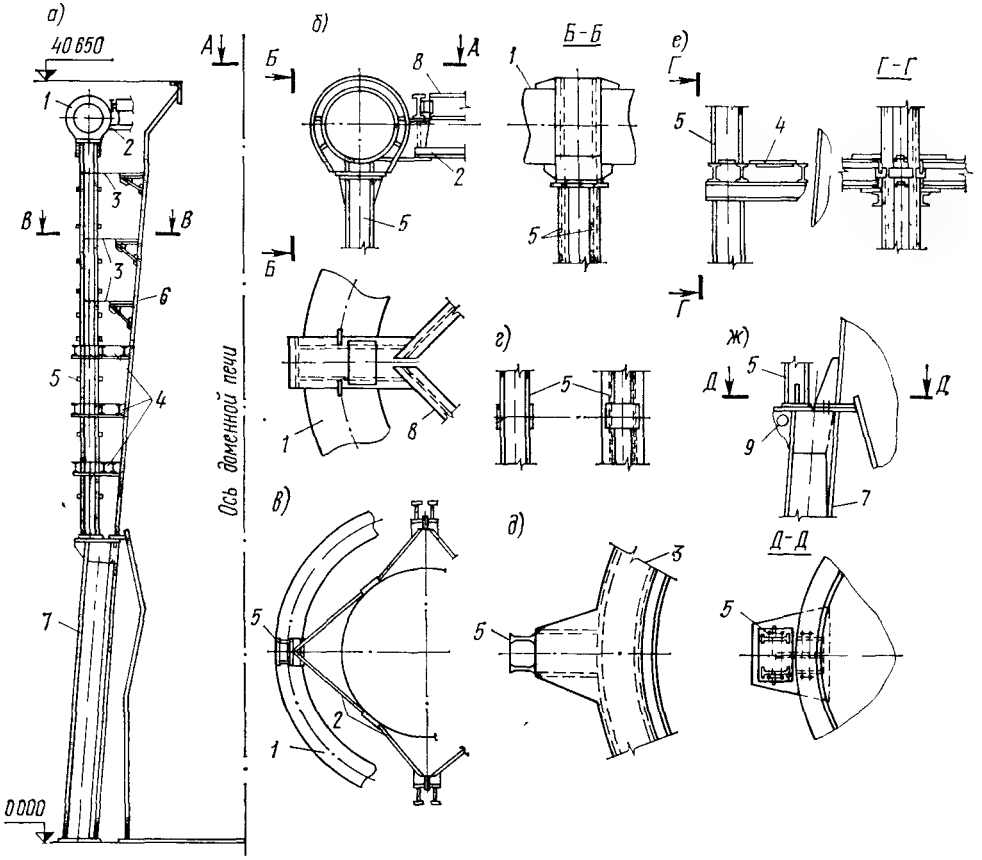


Рис. 20.10. Узлы типовой доменной печи объемом 2000 м³

а — разрез печи; *б* — узел опирания колошниковой площадки на колонну шахты; *в* — план расположения связей; *г* — деталь колонны шахты; *д* — узел крепления колонны шахты к кольцевым площадкам печи, опирающимся на кожух шахты; *е* — узел крепления кольцевых площадок печи к колоннам шахты; *ж* — узел опирания колонн и кожуха шахты на колонну горна. *1* — кольцевая балка колошниковой площадки; *2* — связи; *3* — верхние кольцевые площадки печи; *4* — нижние кольцевые площадки печи; *5* — колонна шахты; *6* — кожух шахты; *7* — колонны горна; *8* — главные балки колошниковой площадки; *9* — отверстие для подвески кольцевого воздухопровода горячего дутья

Большое значение для определения сечения колонны имеет основная нагрузка, передаваемая кожухом шахты. Узел опирания кожуха на колонну является одним из наиболее сложных в доменной печи, а наличие здесь больших ребер закрывает значительный участок кожуха и затрудняет уход за ним.

Наиболее простым и рациональным решением опирания колонн является устройство башмака из сляба. Анкерные болты колонны имеют только монтажное назначение, так как все горизонтальные силы,

двора и передачей нагрузки от колошникового устройства только на кровлю здания приведена на рис. 20.11.

Колошниковое устройство. Копер, колошниковая площадка, вертикальные газоотводы и участок газопровода получистого газа составляют колошниковое устройство. В новых печах с засыпным устройством, опирающимся только на кожух печи, можно отказаться от копра. В этом случае ремонтные площадки колошника закрепляются к газоотводам печи (см. далее описание доменной печи объемом 5000 м³).

Колошниковый копер. Конструкция копра представляет собой пространственную систему, две плоскости которой образованы рамами, а две другие — вертикальными фермами (рис. 20.12). К рамам крепится монтажная балка (выступающая за переднюю раму) с передвижным механизмом, при помощи которого устанавливается и сменяется засыпное устройство; задняя рама охватывает оголовок наклонного скипового подъемника или транспортерной галереи. В ряде цехов со старой планировкой, где наклонный мост подходит к доменной печи сбоку, рамы установлены во взаимно перпендикулярных плоскостях, что уменьшает общую жесткость копра и усложняет его конструкцию. Жесткость копра влияет на производительность печи, так как при ее недостаточной величине конусы засыпного устройства будут неплотно закрывать

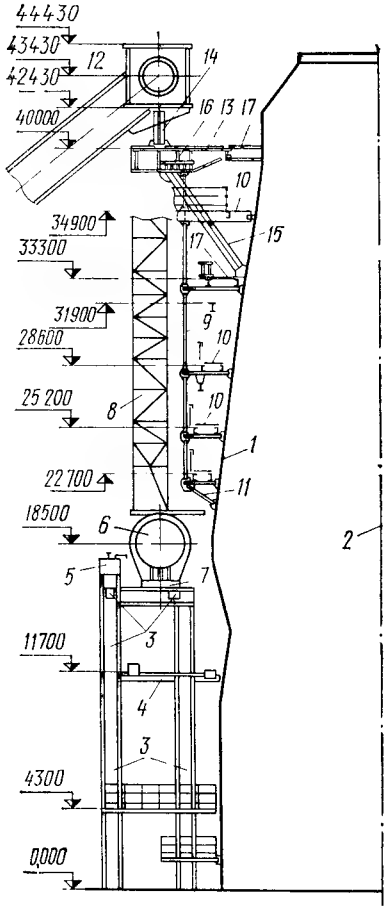


Рис. 20.11. Конструкция самонесущей бесколонной доменной печи большого объема

1 — кожух печи; *2* — ось печи; *3* — кольцевая эстакада вокруг печи; *4* — площадка для смены фуры, *5* — кольцевая подкрановая балка; *6* — кольцевой воздухопровод горячего дутья; *7* — радиально расположенные катки под опорами воздухопровода горячего дутья; *8* — шахта лестниц к площадкам печи; *9* — подвески для закрепления кольцевых площадок; *10* — кольцевые площадки; *11* — временный кронштейн для монтажа кольцевых площадок; *12* — конструкции литейного двора, к которым закрепляются кольцевые площадки печи; *13* — радиальные балки крепления площадок печи; одновременно используются как элемент кронштейна при монтаже конструкций литейного двора; *14* — подвеска для крепления радиальной балки; одновременно является стойкой при монтаже конструкций литейного двора; *15* — временный подкос, используется при монтаже конструкций литейного двора; *16* — кольцевая балка для крепления подвесок кольцевых площадок; *17* — кольцевые площадки со сплошным настилом, используемые как кольца жесткости, передающие нагрузки от кронштейнов на кожух печи

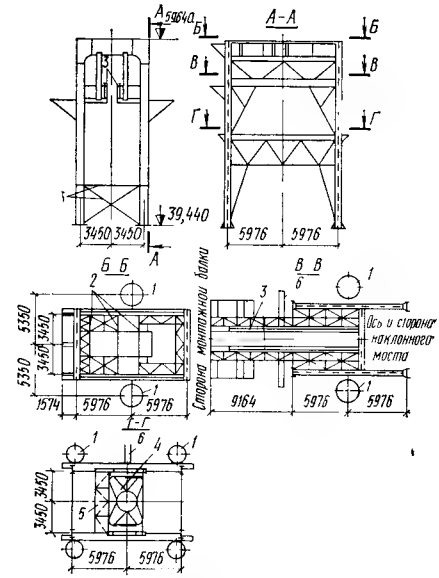


Рис. 20.12. Колошниковый копер

А—А — вид сбоку; *Б—Б* — план площадки балансиров; *В—В* — план площадки монтажной балки; *Г—Г* — план площадки приемной воронки; *1* — газоотводы; *2* — подбалансирные балки; *3* — монтажная балка (консольная); *4* — приемная воронка; *5* — съемные элементы; *6* — переходные площадки с лифта

печь. Чтобы увеличить жесткость задней рамы копра, вне габаритов скипового или транспортерного подъемника устанавливаются постоянные связи. На передней раме для обеспечения смены засыпного аппарата предусматриваются съемные связи. В двух других вертикальных плоскостях копра устанавливается решетка, создающая вертикальные фермы и обеспечивающая неизменяемость сооружения, но не закрывающая проходы на площадки копра. Балки площадок копра используются как элементы этих ферм. Габариты копра и очертание решетки выбирают с учетом расположения вертикальных газоотводов, оборудования и возможности прохода. Ниже приводится описание конструкций основных площадок копра для наиболее распространенной системы засыпного устройства с двумя конусами.

На балочную клетку площадки балансиров опираются массивные пьедесталы балансиров, для корректировки положения которых предусматриваются специальные передвижные упоры. В площадке балансиров приходится оставлять проемы для про-

пуска тросов управления балансирами и головных скиповых швов.

На некоторых старых печах головные скиповые шкивы располагаются непосредственно на площадке балансиров, что упрощает конструкцию моста, но расстраивает работу засыпного устройства печи из-за периодически действующих на скиповые шкивы горизонтальных сил, препятствующих плотному примыканию конусов засыпного аппарата.

Следует учитывать, что нагрузки, действующие на подбалансирные балки, велики (в том числе и динамические), а высота балок из-за необходимости установки оборудования очень ограничена.

гается монтажная тележка; сам движущий механизм (лебедка) устанавливался на колошниковой площадке. Особое внимание должно быть обращено на обеспечение устойчивости высоких подрельсовых балок, для чего концы их связывают диафрагмой, а сами балки соединяют с ходовой площадкой в пространственные трехгранные фермы.

В современных доменных печах монтажную балку удлиняют и опирают на пылеуловитель или на специальную опору, чем исключают необходимость (см. рис. 20.4) оттяжки и сокращают время остановки печи. Эти опоры решаются гибкими в плоскости оси балки и жесткими в пер-

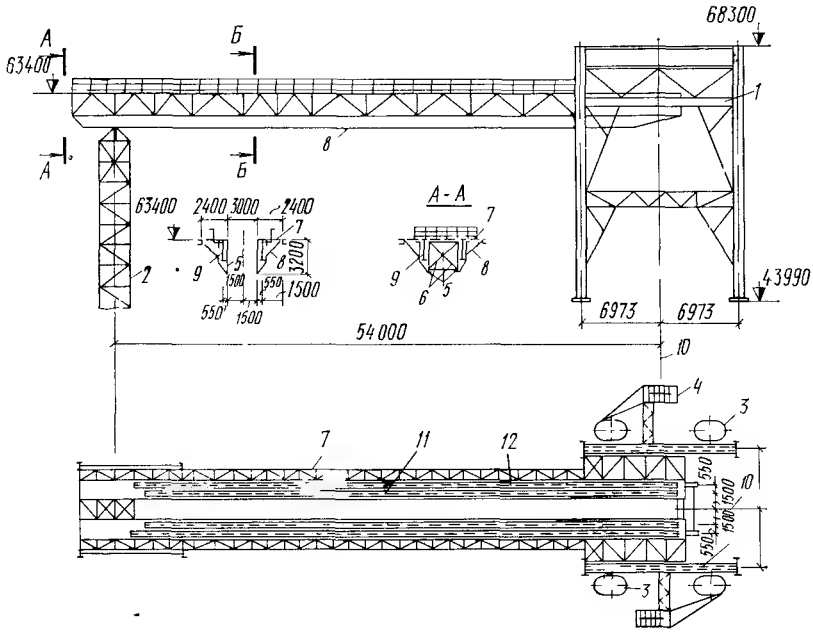


Рис. 20.13. Удлиненная монтажная балка, опирающаяся на гибкую опору

1 — колошниковый копер; *2* — опора, гибкая в направлении монтажной балки и жесткая в перпендикулярном направлении (может решаться самостоятельно или устанавливаться на пылеуловитель); *3* — газоотводы; *4* — шахта лестниц; *5* — ветви монтажной балки; *6* — поперечная диафрагма; *7* — горизонтальная ферма; *8* — наклонная ферма; *9* — балки под пути дополнительного механизма, *10* — оси доменной печи; *11* — пути основного механизма; *12* — пути движения дополнительного механизма

Площадка монтажной балки предназначена для размещения и обслуживания механизма монтажной тележки или специального мостового крана, при помощи которых заменяется засыпной аппарат. Основным элементом конструкции являются две продольные подрельсовые балки, по которым передвигается механизм. Вынос монтажной балки определяется возможностью подъема с железнодорожной платформы нового узла и опускания на нее укрупненного узла сменяемого засыпного аппарата (чаша, конусы и т. д.). Чтобы уменьшить вынос, обычно прибегали к оттяжке груза специальным устройством, закрепленным к корпусу пылеуловителя. На выступающем конце монтажной балки устраивалась площадка, на которой устанавливался блок, при помощи которого передви-

пендикулярном направлении (защемленная консоль). Грузоподъемность таких балок увеличена и достигает 200 т (рис. 20.13). Для повседневной работы параллельно с основным механизмом устанавливают 15-тонные козловые краны или монорельсы. Схема такой балки предусматривает возможность разной осадки опор, для чего обычно закрепление к передней раме копра выполняется шарнирно.

На главные балки площадки приемной воронки устанавливают воронку, снабженную в нижней части круглым отверстием, через которое материал попадает в засыпной аппарат. В передней и задней стенках воронки предусмотрены съемные элементы, позволяющие менять засыпной аппарат без демонтажа самой воронки (или менять воронку без демонтажа засыпного аппарата).

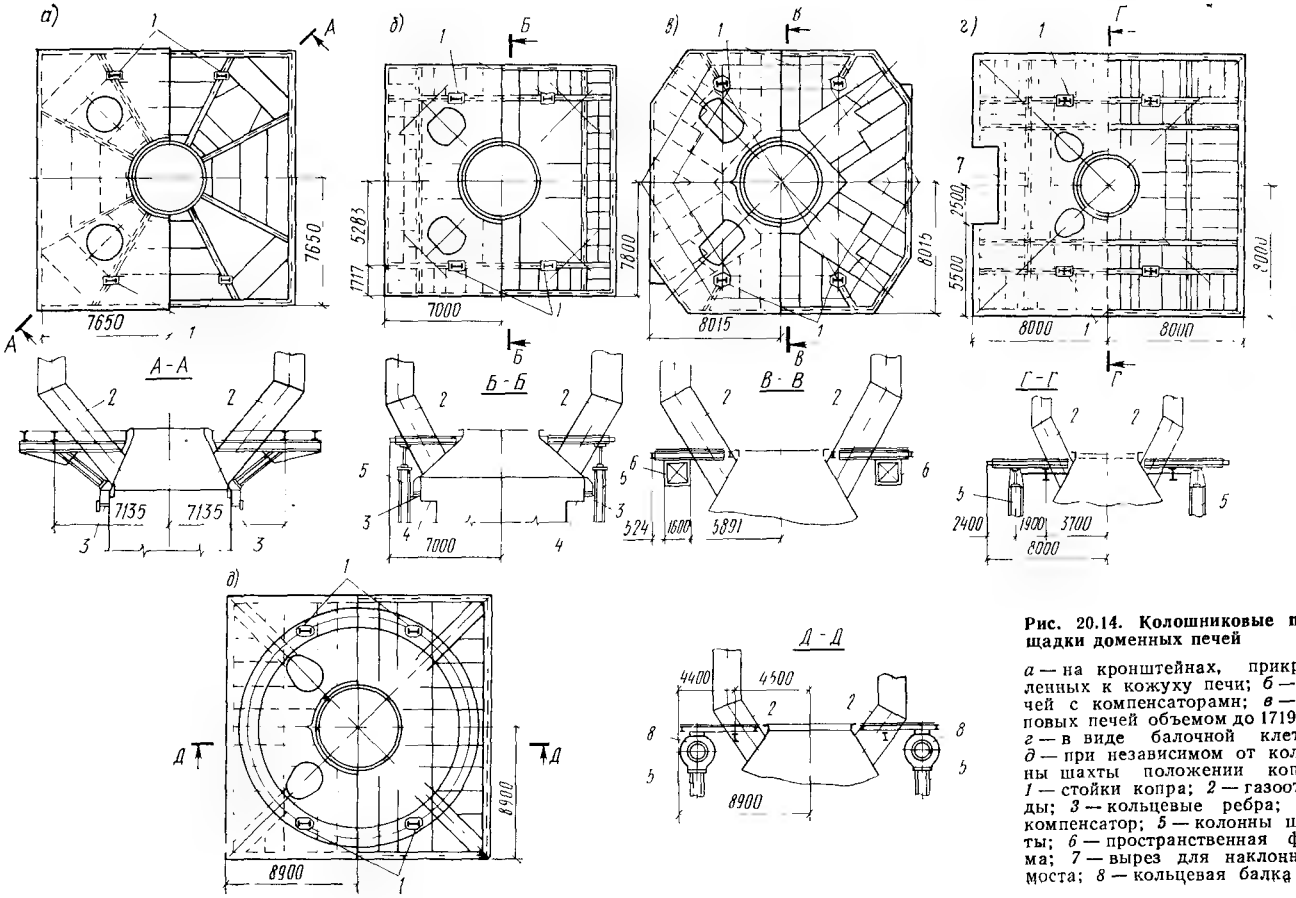


Рис. 20.14. Колошниковые площадки доменных печей

а — на кронштейнах, прикрепленных к кожуху печи; *б* — печей с компенсаторами; *в* — типовых печей объемом до 1719 м³; *г* — в виде балочной клетки; *д* — при независимом от колонны шахты положении копра; *1* — стойки копра; *2* — газоотводы; *3* — кольцевые ребра; *4* — компенсатор; *5* — колонны шахты; *6* — пространственная ферма; *7* — вырез для наклонного моста; *8* — кольцевая балка

Для предохранения от истирания внутренняя поверхность воронки защищается специальными броневыми листами, закрепляемыми на болтах. Балки площадки, находящиеся со стороны монтажной балки, выполняются съемными.

Остальные площадки предназначены для наблюдения и ремонта механизмов; площадки, затрудняющие смену и ремонт механизмов печи, должны предусматриваться съемными. Все основные площадки копра следует превратить при помощи связей в жесткие диафрагмы, увеличивающие общую устойчивость сооружения и развязывающие отдельные стойки копра по высоте. К площадкам копра примыкают переходные площадки лифта, которые во избежание ухудшения работы механизмов копра не следует использовать как горизонтальные опоры верхней части лифта, для чего предусматриваются скользящие опирания (с овальными дырами).

К конструкциям копра примыкают постамент и холодное без оконных проемов помещение механизма—распределителя шихты. Для удобства смены оборудования в помещении механизма обычно устанавливают монорельс, по которому через специальный проем элементы оборудования подаются наружу здания. Обычным решением постамента является использование для его опирания одной из площадок копра; с другой стороны постамента устанавливают две стойки. Устройство постамента на четырех стойках усложняет конструкцию и загромождает колошниковую площадку.

Колошниковая площадка — основная рабочая и ремонтная площадка верхней части печи. Кроме действующего оборудования на ней располагаются запасные детали, материалы для ремонта и т. п. Она должна быть максимально свободна от всяких надстроек, опор, лестниц и пр. На площадку укладывается сплошной листовой настил толщиной 10 мм, благодаря чему вся площадка представляет собой жесткий диск. Чтобы удалять пыль, к отверстию в площадке подводят пылеспускную трубу, а в настиле, если он не является одновременно кровлей поддоменника, устраивают отверстия диаметром около 25 мм, через которые пыль просыпается вниз. Ограждение площадки обшивают сплошным листом, под монтажной балкой участок ограждения выполняют съемным. Площадку при опирании на кожух печи крепят на кронштейнах (рис. 20.14, *а*). В печах с компенсатором колошниковая площадка опирается на купол печи (рис. 20.14, *б*); в современных решениях она отделена от кожуха и опирается только на колонны печи.

Для типовых доменных печей объемом 1033—1719 м³ колошниковая площадка проектировалась в виде пространственной конструкции, шестигранной в плане фермы (рис. 20.14, *в*), к которой крепятся выступающие консолями балки площадки. При этом ноги копра непосредственно опираются на верхнюю часть колонн шахты. На рис. 20.14, *г* показана конструкция колошниковой площадки, представляющая собой установленную на колоннах шахты балочную клетку. На главные балки этой клетки опираются ноги копра. Благодаря большой жесткости этих балок и близости расположения ног копра к опорному узлу балки жесткость копра практически не отличается от жесткости его в случае непосредственного опирания на колонны шахты. На рис. 20.14, *д* показана конструкция колошниковой площадки с кольцевой балкой, при которой возможен любой поворот копра относительно колонн шахты, установленных непосредственно на колонны горна. Настил площадки крепится к консольным балкам, опирающимся на кольцевую балку, и в случае необходимости на специальные подкосы. Такая конструкция площадки позволяет осуществить монтаж крупными блоками.

Обслуживающие площадки и лестницы. Все кольцевые площадки печи и основные площадки копра должны иметь два выхода, расположенные с противоположных сторон печи. По условиям техники безопасности площадки соединяются между собой лестницей, имеющей выход на рабочую площадку печи. Уклон лестниц должен быть не более 45°. Минимальная ширина кольцевых площадок печи должна быть не менее 1000 мм, а переходных площадок и лестниц — 800 мм; ограждение следует делать высотой 1200 мм. Настил площадок, как правило, выполняется (кроме мест расположения оборудования и площадок, обеспечивающих общую прочность сооружения) ребристым, из полос. Расстояние между кольцевыми площадками и кожухом печи для пропуска системы охлаждения должно быть не менее 350 мм. Обслуживающие площадки и лестницы по возможности собираются на заводе в габаритные шахты и монтируются целым блоком. Все лестницы, по которым можно пройти в газоопасную зону (площадки печи, колошниковая площадка и т. д.), оборудуются снизу запирающимися дверями. Типовое решение настила и ограждений площадок и лестниц приведено на рис. 20.15.

Кольцевая труба горячего дутья. В связи с высокой температурой дутья возможны значительные изменения длины трубопровода при его температурном расширении, что требует крепления трубопровода на гибких подвесках. Чтобы избежать одностороннего сдвига кольцевой трубы от температурных деформаций воздухопровода на участке от воздухонагревателей до кольцевой трубы, рекомендуется в процессе строительства создать предварительное смещение трубы, так как такой сдвиг вызывает необходимость устройства фурменных сопл разной длины. В последних решениях для исключения перемещения кольцевой трубы от нагрева прямого участка воздухопровода на нем устанавливаются компенсаторы с затяжками (см. ниже). Участки кольцевой трубы над желобами для разливки чугуна и шлака охлаждаются или защищаются экранами из листовой стали. К кольцевой трубе для смены фурм крепят кольцевой и радиальные монорельсы.

Блок воздухонагревателей (рис. 20.16 и 20.17).

Воздухонагреватели делают обычно с плоским днищем и сферическим куполом; в некоторых случаях, когда нельзя заанкерить корпус воздухонагревателя в фундаменте, например при реконструкции, днище устраивается также сферическим или жестким. Листы кожуха свариваются между собой встык. В местах примыкания штуцеров толщина листов кожуха увеличивается.

В днище воздухонагревателя предусматриваются отверстия для подливки цемент-

кожухи воздухонагревателей были цилиндрическими; после перехода для возможности увеличения толщины футеровки в высокотемпературной зоне верхняя часть кожухов уширяется. Увеличение температуры нагрева и повышение давления внутри сосуда, а также несовершенства конструкций (например, неосесимметричное расположение камеры горения, приводящее к неравномерному давлению нагреваемой кладки на кожух) и материалов футеровки привели к увеличению толщины металла кожуха, ко-

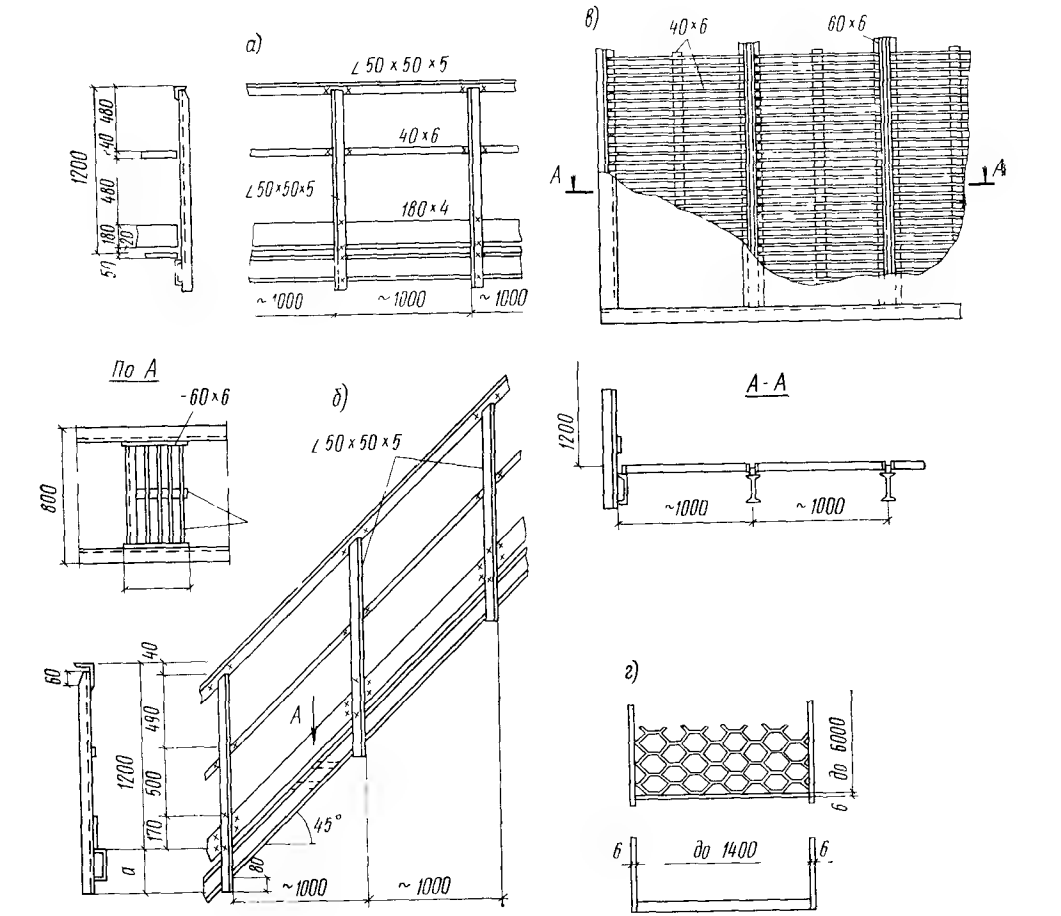


Рис. 20.15. Типовые детали настила и ограждения площадок

а — ограждение площадок; *б* — ограждение лестниц; *в* — ребристый настил; *г* — просечно-вытяжной настил

ного раствора под него; стыки днища свариваются на подкладках. В кожухе предусматриваются герметично закрывающиеся люки для осмотра и ремонта.

Для погашения подъемной силы от внутреннего давления воздухонагреватель заанкеривается в фундаменте плоскими анкерами, которые привариваются после рихтовки кожуха, его испытания внутренним давлением и разогрева футеровки. При этом испытание на внутреннее давление производится на временных анкерах. До перехода на высокотемпературный нагрев дутья

торая для данного решения достигает 20—25 мм вместо 10—14 мм.

В воздухонагревателях, работающих при высоких температурах (~1400° С) дутья и высоком давлении (более 4 ати), необходимо принимать специальные меры для защиты металла кожуха от конденсирующихся на его внутренней поверхности паров азотной кислоты. В отдельных случаях возможно возникновение коррозионного растрескивания металла кожуха под воздействием щелочей, содержащихся в доменном газе, используемом при работе воз-

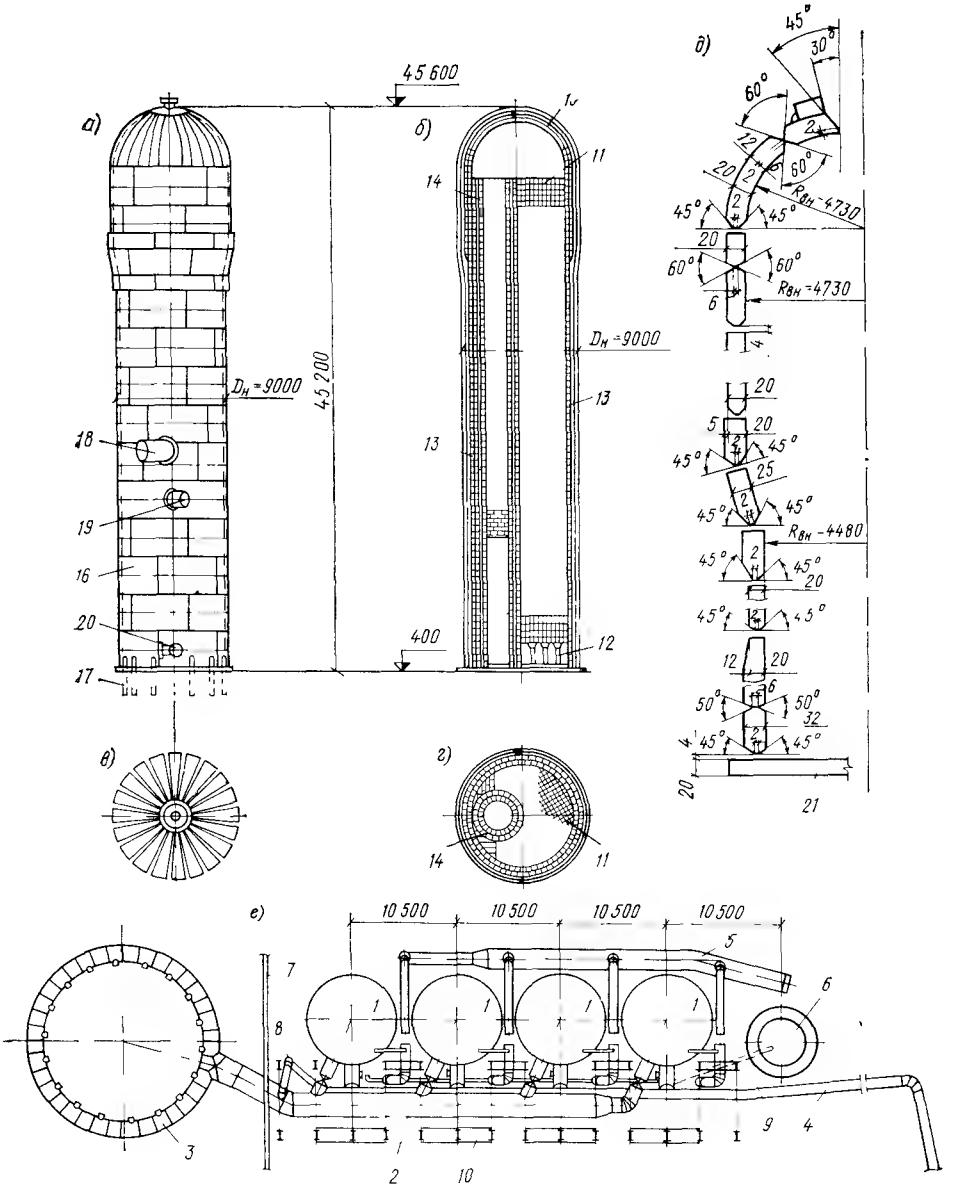


Рис. 20.16. Блок воздухонагревателей

а — фасад; *б* — вертикальный разрез; *в* — план купола; *г* — горизонтальный разрез; *д* — разрез кожуха; *е* — план блока; *1* — воздухонагреватели; *2* — воздухопровод горячего дутья; *3* — кольцевой воздухопровод горячего дутья; *4* — воздухопровод холодного дутья; *5* — газопровод чистого газа; *6* — дымовая труба; *7* — стена здания печи; *8* — смесительный воздухопровод; *9* — перепускной воздухопровод; *10* — здание воздухонагревателей; *11* — насадка; *12* — поднасадочное устройство; *13* — периферийная (кольцевая кладка); *14* — кладка камеры горения; *15* — кладка купола; *16* — раскрой кожуха с предварительным укрупнением листов на заводе-изготовителе; *17* — анкеры; *18* — патрубок воздухопровода горячего дутья; *19* — патрубок газовой горелки; *20* — патрубок воздухопровода холодного дутья, *21* — днище воздухонагревателя

духонагревателей. Использование такого газа требует специальных защитных мер.

В месте сопряжения купола со стенкой приваривают кронштейны, на которые свободно опирается кольцо, воспринимающее распор кладки купола воздухонагревателя.

Чтобы обеспечить свободный рост кладки, примыкающие к кожуху штуцера не должны иметь внутренних выступов, превосходящих по ширине заполненный упругими набойкой или плитами зазор. Форсированные режимы эксплуатации вместе с необходимостью изменения конструкции футеровки, в частности отделения камер горения и насадки, привели к созданию в последних проектах воздухонагре-

Рис. 20.17. Строящийся блок воздухонагревателей. Видны расширяющиеся вверху зона высокотемпературного нагрева и рамы здания

вателей с выносной камерой горения. Конструкции таких воздухонагревателей весьма различны. На рис. 20.18 приведено решение, принятое в последних печах. Здесь повышена надежность работы сооружения благодаря осесимметричности нагрузок на футеровку и кожух и компенсации разницы температурного роста обеих камер постановкой компенсатора на камере горения. Закрепление к кожухам элементов каркаса здания или опор воздухопроводов, передающих значительные сосредоточенные усилия, как это принималось в старых проектах, во избежание ухудшения работы оболочек не рекомендуется.

На рис. 20.19 показана сборка переходной части кожухов купола и монтаж купола крупным блоком.

Газовоздухопроводы расположены в пределах блока воздухонагревателей. Толщину их стенок определяют расчетом. Отдельные монтажные марки соединяются между собой только на полубандажах. В связи с большими температурными деформациями газовоздухопроводов их опирания рекомендуется осуществлять подвижными (например, на гибких подвесках). В местах больших опорных реакций (например, для футерованного воздухопровода горячего дутья) устанавливаются опорные кольца жесткости.

Все сопряжения и пересечения трубопроводов в целях уменьшения напряжений и потери давления рекомендуется делать плавными. Для замены оборудования предусматривается устройство специальных разжимных упоров. Фланцы трубопроводов диаметром более 1000 мм делают литыми. Схема расположения трубопроводов,

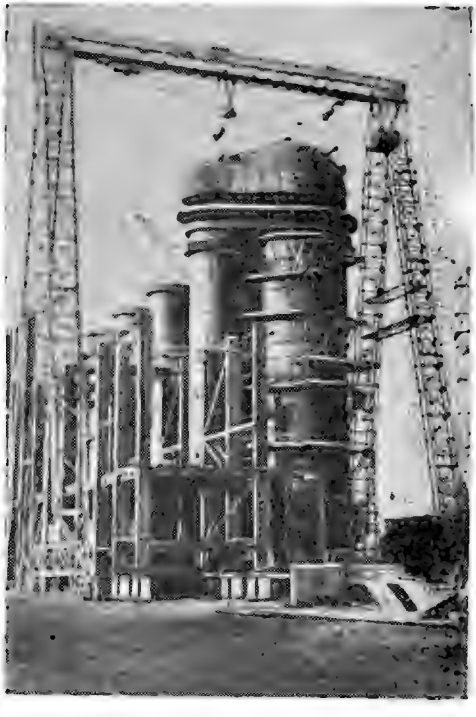


Рис. 20.18. Воздухонагреватель с выносной камерой горения. На камере горения виден компенсатор. Компенсатор замкнут болтами с тарельчатыми (пружинными) шайбами

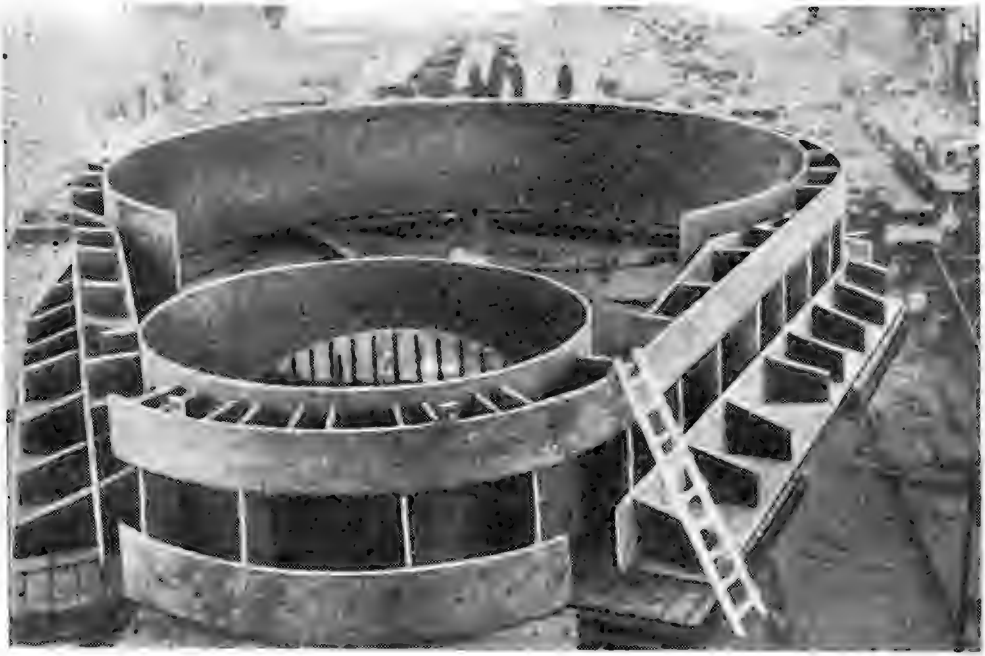


Рис. 20.19. Купол воздухонагревателя с выносной камерой горения

вверху — переходная часть кожухов и купола в опрокинутом положении; внизу — монтаж укрупненного узла купола

принятая для большинства действующих печей, приведена на рис. 20.16.

Чтобы уменьшить влияние температурного нагрева прямого участка воздухопровода горячего дутья на положение кольцевого воздухопровода, устанавливают компенсаторы с мощными затяжками (рис. 20.20). Эти же компенсаторы в сочетании с опорами на подвесках с предварительно обжатыми тарельчатыми пружинами (рис. 20.20 и 20.21) уменьшают изгибающий момент в местах примыкания штуцеров к кожуху.

Повышение температуры холодного дутья до 150—200° С привело к установке аналогичных компенсаторов и на этой трассе. Возникающая при этом неуравновешенная нагрузка от внутренних давлений может быть воспринята как затяжками, так и опорами.

Здание. Каркасное (см. рис. 20.17) с многочисленными площадками, зачастую тяжелыми (см. рис. 20.18). Необходимость установки крана для обслуживания оборудования требует большой высоты здания. В старых проектах конструкции здания крепились к кожухам воздухонагревателей, передавая на них вертикальные и горизонтальные нагрузки, что ухудшало условия работы воздухонагревателей. Впоследствии ограничились закреплением рам к воздухонагревателям только для их развязки в горизонтальной плоскости.

Рекомендуется исключать всякое закрепление здания к кожухам, однако это затруднено вследствие ограниченности площадей для размещения колонн свободно стоящего здания. Расход металла при этом значительно возрастает. Продольная неизменяемость здания обеспечивается связя-

ми, причем в стене, прерываемой воздухонагревателями, делается несколько рядов вертикальных связей

Обслуживающие площадки и лестницы блока воздухонагревателей принимаются той же конструкции, что и для доменной печи.

шить толщину металла на 20—25% и упрощает изготовление конструкций.

Внутреннюю поверхность пылеуловителя футеруют шамотным кирпичом, предохраняющим металл от истирания. Для крепления футеровки устанавливают специальный каркас, одновременно обеспечи-

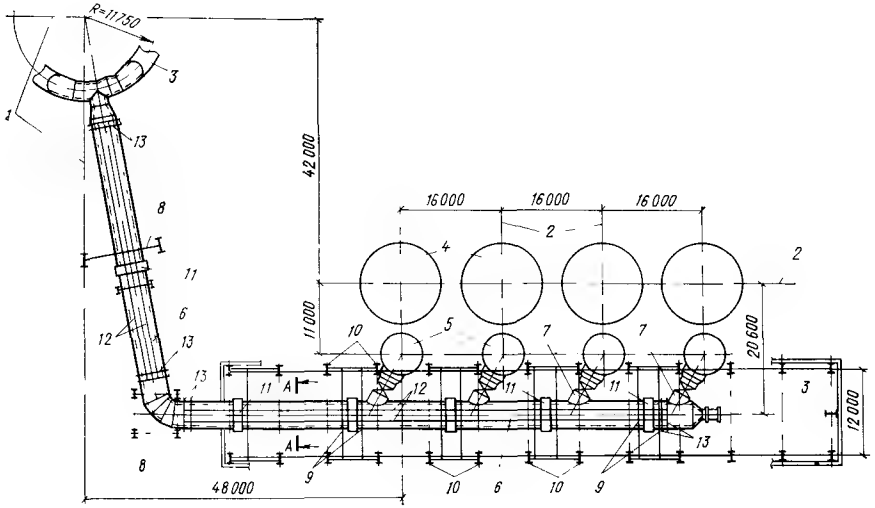


Рис. 20.20. Воздухопровод горячего дутья с компенсаторами и затяжками

1 — ось доменной печи; *2* — оси воздухонагревателей; *3* — кольцевой воздухопровод горячего дутья; *4* — камера насадки воздухонагревателя; *5* — камера горения воздухонагревателя; *6* — прямые участки воздухопровода горячего дутья; *7* — отвод воздухопровода горячего дутья (перемещается по вертикали в результате нагрева кожуха камеры горения); *8* — обычные опоры воздухопровода горячего дутья; *9* — подвесные опоры воздухопровода горячего дутья с закреплением на тарельчатых (пружинных) шайбах; *10* — колонны здания воздухонагревателей; *11* — компенсаторы; *12* — мощные затяжки, малодеформируемые от воздействия внутреннего давления внутри воздухопровода; *13* — кольцевые ребра для крепления затяжек к воздухопроводу в местах передачи усилий; *14* — гибкие закрепления затяжки к воздухопроводу

Блок пылеуловителей с газоотводами

Пылеуловители. Число их в блоке колеблется от одного до трех. В современных доменных печах, работающих на повышенном давлении, как правило, устанавливается только один пылеуловитель (рис. 20.22 и 20.23). В первичном пылеуловителе очистка происходит вследствие оседания пыли при уменьшении скорости газа во время прохождения через сосуд. Во вторичном пылеуловителе происходит выпадение частиц пыли при их трении о стенки сосуда, для чего делается тангенциальный подвод газа. Плоские части соединительного газопровода футеруют металлической броней и укрепляют ребрами, работающими совместно с оболочкой на внутреннее давление.

В местах перехода цилиндрического корпуса пылеуловителя в конические купол и днище стенки утолщаются в связи с возникновением местных напряжений. Переход решается при помощи вставок в виде усеченного конуса или в форме тора или части сферы. Последнее решение позволяет уменьшить устойчивость оболочки при возникновении вакуума. Применяется также устройство бетонной футеровки. В местах присоединения соединительного газопровода (место наиболее интенсивного истирания) и в конических куполах (в связи с затруднением крепления кирпича) возможна замена шамотной футеровки металлической броней. В месте подвода нисходящего газопровода к пылеуловителю в центральной трубе устраивают отсечный клапан, над которым устанавливают специальный копер для управления и ремонта клапана.

Для отвода пыли в нижнем конусе кроме центрального отверстия обычно предусмотрено боковое резервное, усиленное, как и остальные, утолщенными листами или специальным обрамлением, компенсирующим ослабление кожуха.

В новых доменных печах пылеуловитель используется для опирания удлиненной монтажной балки, для чего на отсекающем клапане устанавливают специальную пространственную опору (см рис. 20 2). При необходимости передачи большой нагрузки от монтажной балки (для больших печей)

или по условиям планировки возможно опирание балки сразу на два пылеуловителя. Для этого на них устанавливается пространственная стержневая конструкция, гибкая вдоль оси балки и жесткая в поперечном направлении.

В местах опирания кожуха на колонны ставятся специальные опорные ребра, обеспечивающие передачу опорной реакции на необходимую высоту участка кожуха (см. рис. 20.22). Высота ребра для обеспечения

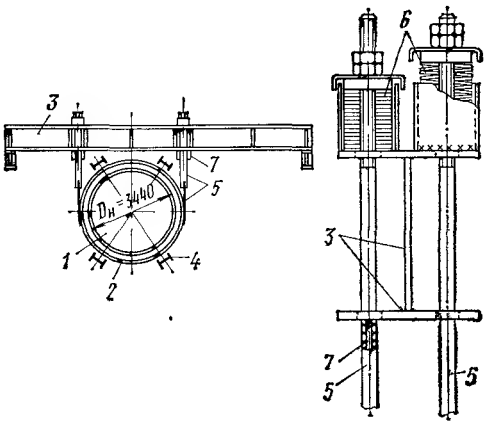


Рис. 20.21. Опирание воздухопровода горячего дутья при помощи тарельчатой (пружинной) шайбы

1 — воздухопровод горячего дутья; *2* — кольцевое ребро на воздухопроводе для передачи опорной реакции; *3* — балка, к которой подвешивается воздухопровод; *4* — затяжки воздухопровода, воспринимающие неуравновешенную (при постановке компенсатора) нагрузку от внутреннего давления; *5* — подвеска опоры воздухопровода; *6* — тарельчатые (пружинные) шайбы. Условно показаны: слева — в предварительно обжатом состоянии (в момент монтажа), справа — в положении, когда в результате температурного роста воздухонагревателя воздухопровод под воздействием пружин поднимется; *7* — временные планки, удерживающие тарельчатые шайбы в обжатом состоянии на период монтажа

устойчивости оболочки должна быть не менее 0,15 диаметра сосуда.

Опоры под пылеуловители состоят из четырех сварных колонн двутаврового сечения, соединенных связями. На них, кроме кожуха пылеуловителей опирается рабочая площадка с оборудованием для удаления пыли. Связи на опорах для пропуска железнодорожных составов с двух сторон устанавливаются выше уровня рабочей площадки. Кроме того, эти связи должны позволять установку и обслуживание оборудования, расположенного на площадке. Сама площадка представляет собой жесткий диск, что достигается постановкой горизонтальных связей при решетчатом настиле или устройством сплошного листового настила толщиной 8—10 мм. Стойки опор пылеуловителей должны обладать достаточной податливостью для погашения части горизонтального распора от температурного расширения нисходящего газоотвода.

При пневматическом транспортировании пыли ниже рабочей площадки находится специальное здание с бункером для хранения пыли, откуда она и удаляется через специально подведенный трубопровод. На решения пылеуловителей могут повлиять расположенные в непосредственной близости конструкции очистки газа, поступающего из подкупольного пространства (см. ниже).

Газоотводы. На рис. 20.24, *а* показана обычно применяемая в настоящее время конструкция газоотвода. В зависимости от планировки комплекса возможны и другие схемы газоотводов (рис. 20.24, *б*). В доменных печах больших объемов число отводов от купола увеличивается, и они сначала соединяются попарно между собой. Погашение температурного распора происходит в результате податливости самих газоотводов и опор пылеуловителей. Для доступа к ремонтным лазам предусматриваются специальные лестницы, в том числе вдоль всего нисходящего газоотвода. При работе печи на повышенном давлении к нисходящему и вертикальным газоотводам крепятся газопровод получистого газа и отводы от уравнительных клапанов.

Если применяется засыпное устройство, опирающееся целиком на кожух печи (что позволяет отказаться от копра), то вся нагрузка от ремонтных и монтажных площадок передается на газоотводы (при этом высота их обычно возрастает), что приводит к значительному увеличению возникающих в них усилий. Чтобы улучшить работу конструкции, рекомендуется ставить специальные связи, частично съемные в местах пропуска оборудования при его замене, и обеспечивать взаимную работу газоотводов конструкцией самих площадок.

Для предохранения от истирания частицами пыли и теплоизоляции газоотводы на прямых участках футеруют шамотным кирпичом, а в местах перегибов — литыми плитами. Для крепления шамотного кирпича устанавливают кольцевые ребра из листовой стали толщиной 10 мм. При монтаже газоотводов с заранее уложенной футеровкой в торцах монтажных марок предусматриваются специальные ребра, предохраняющие кирпич от выпадания. Ребра не должны мешать заварке швов полубандажей в стыках.

Толщина стенок газоотводов обычно принимается 12—14 мм, а в месте примыкания к куполу — 16—20 мм, при больших пролетах и нагрузках — соответственно 20—30 мм и более. Примыкание обычно осуществляется в виде плавного перехода овального сечения в круговое.

Подъемники материалов на колошник. В большинстве действующих доменных печей подача материалов осуществляется с помощью наклонных скиповых подъемников, в новых больших печах в связи с возросшим расходом шихты — по транспортерным галереям.

Скиповый подъемник (наклонный мост) может быть закрытым и открытым. Подъемник закрытого сечения (рис. 20.25, *а*) состоит из двух главных ферм, связанных понизу проезжей частью и связями, а поверху — связями. Поперечные балки проез-

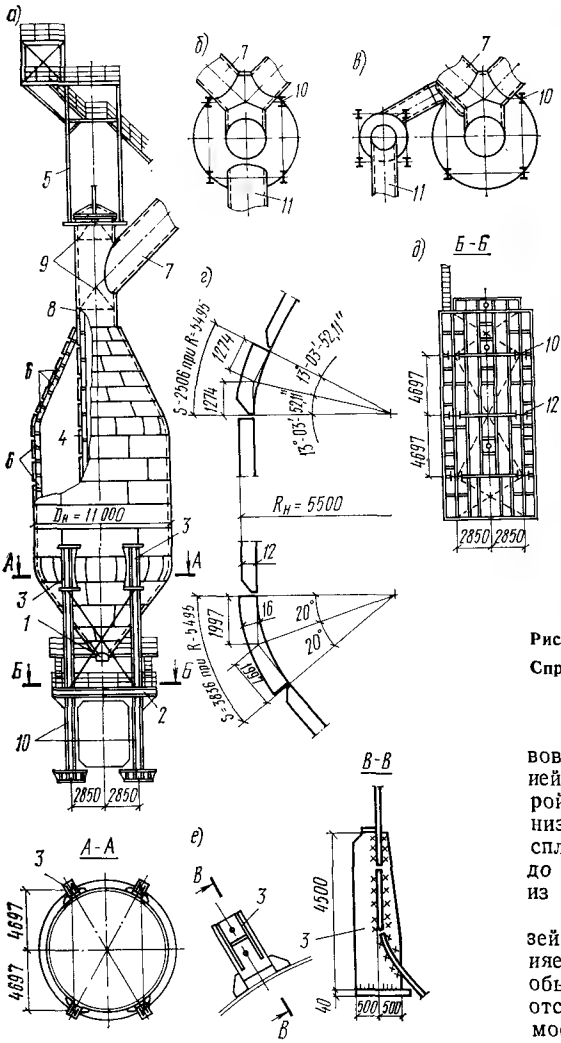


Рис. 20.23. Пылеуловитель в процессе монтажа. Справа видна его верхняя часть

Рис. 20.22. Пылеуловители

а — общий вид; *б* — план блока с одним пылеуловителем; *в* — то же, с двумя пылеуловителями; *г* — узлы сопряжения конусов с цилиндром при сферическом переходе; *д* — план рабочей площадки; *е* — узел опирания кожуха пылеуловителя; *1* — пылевой затвор; *2* — рабочая площадка; *3* — опорное ребро пылеуловителя; *4* — центральная труба; *5* — копер отсекающего клапана; *6* — ребра для крепления футеровки; *7* — газоотвод; *8* — кожух отсекающего клапана; *9* — конус отсекающего клапана (крайние положения); *10* — колонны пылеуловителя; *11* — газопровод грязного газа между пылеуловителем и газоочисткой; *12* — дополнительные колонны рабочей площадки пылеуловителя

жей части являются одновременно распорками нижних связей.

Главные фермы такого подъемника обычно решаются по схеме однопролетной балки с консолью, с опорами на стене скиповой ямы и на качающемся плоском пилоне. Пилон может опираться на фундамент или на конструкции литейного двора. На верхних поясах главных ферм располагаются опоры скиповых и конусных шкивов в виде специальных площадок. В верхней части подъемника располагается устройство для опрокидывания скипа. По низу продольных балок устраивается сплошной листовой настил, не доходящий до скиповой ямы, чтобы влага и выпавшие из скипа материалы не попадали в яму.

Для смены скипа участок верхних связей предусматривается съемным или заменяется рамой. На старых печах скипы обычно меняют рудным краном, а при его отсутствии или недостаточной мощности на мосту устанавливают специальную надстройку с монтажной балкой. На новых печах смена скипов производится при помощи специальной эстакады, устанавливаемой рядом с мостом. Для закрепления скипов на наклонном мосту (при смене тросов) предусматриваются специальные стопорные устройства. Вдоль всего моста устанавливаются направляющие, идущие с обеих сторон скипа и препятствующие отрыву его скатов от рельс. Для прохода по мосту устраивают лестницы, имеющие выход на подшкивные и колошниковую площадки, а по всей его длине между рельсами приваривают скобы.

Внутренние габариты подъемника определяются размерами скипов, а наружные — условием прохождения конструкции подъемника внутри рамы копра. Зазор между габаритами скипа и элементами наклонного моста должен быть сбоку не менее 150 мм (кроме опрокидывающего устройства, где допускается 50 мм) и сверху — 250 мм. Зазор между тросами (скиповыми и конусными) и элементами моста должен быть: при угле наклона троса к горизонту 20—60° снизу не менее 250 мм, сбоку и сверху 150 мм; при угле наклона 90° зазор равен

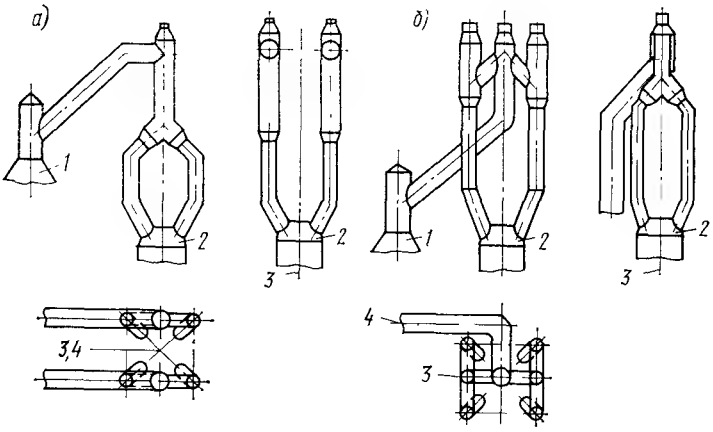


Рис. 20.24. Газоотводы доменной печи

а — при соосном положении печи и пылеуловителя; *б* — при несовпадении осей доменной печи и пылеуловителя; *1* — пылеуловитель; *2* — купол печи; *3* — ось доменной печи; *4* — ось пылеуловителя

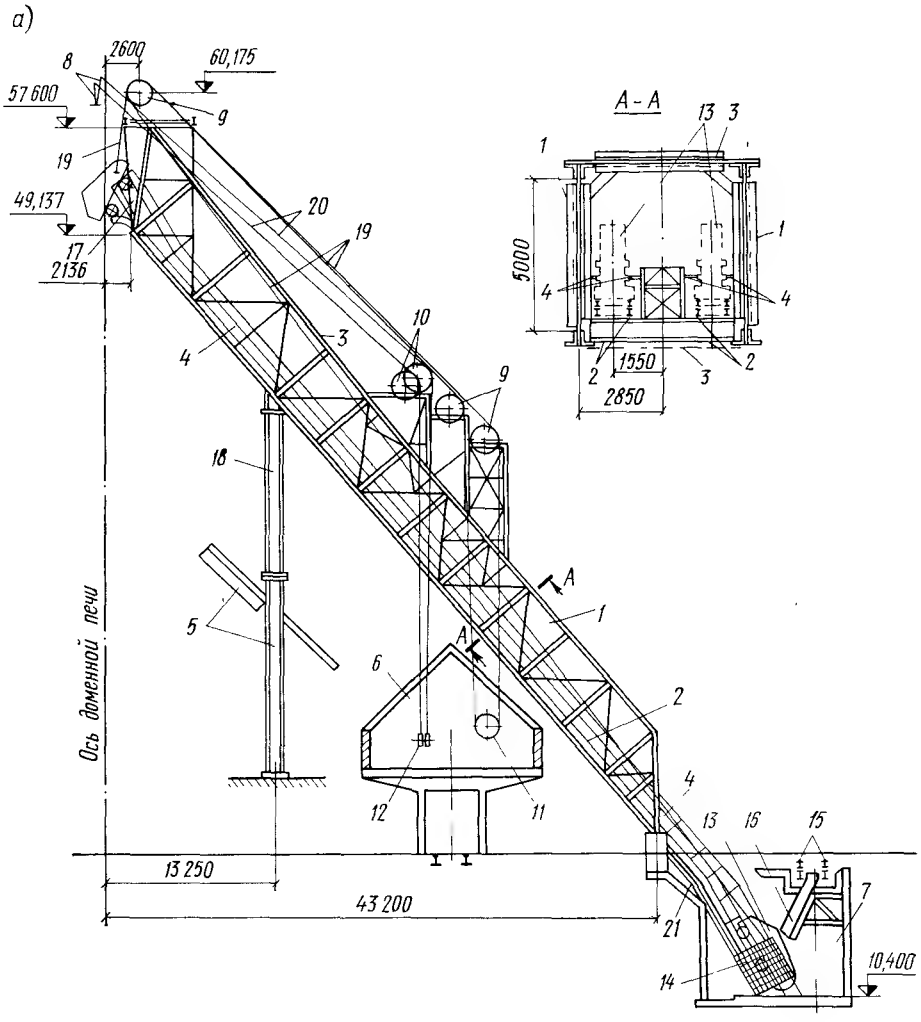


Рис. 20.25. Колошниковый подъемник (наклонный мост)

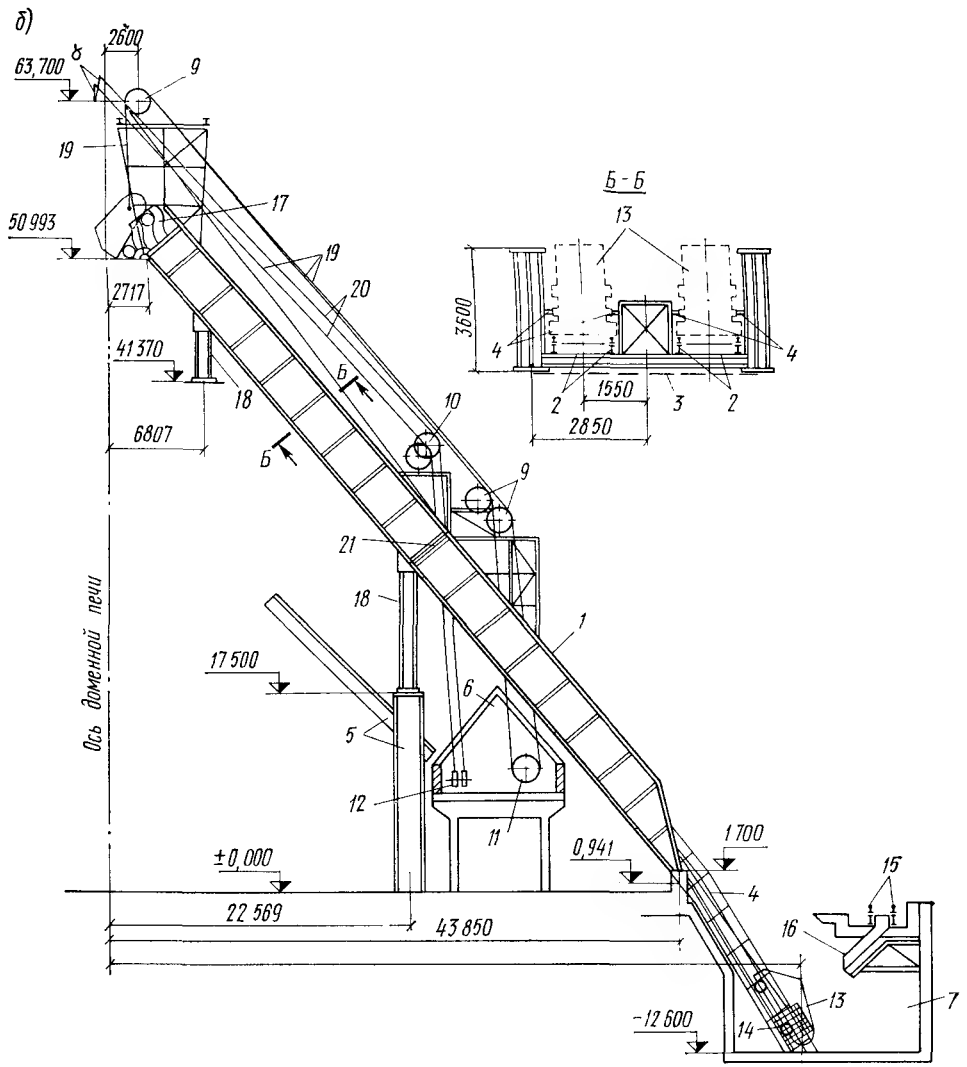
а — закрытого сечения — консольный; *б* — открытого сечения — двухпролетный; *1* — главные фермы здания печи; *6* — здание колошникового подъемника (машинное здание); *7* — скиповая яма; *11* — скиповая лебедка; *12* — конусная лебедка; *13* — скип; *14* — защитное ограждение из сетки; *18* — пилоны; *19* — скиповые тросы; *20* — конусные тросы; *21* — стык главных балок, обеспечивающий

150 мм. При промежуточных значениях размер зазора определяется интерполяцией. Зазор рассчитывают по расстоянию между конструкцией и осью нитки троса с учетом его прогиба.

Подъемник открытого сечения (см. рис. 20.25, *б*) состоит из более низких главных ферм или сплошностенчатых балок и жестких поперечных полурам, укрепленных связями в уровне проезжей части. Уменьшенная высота главных балок позволяет перевозить их по железной дороге без горизонтального членения. Открытые мосты проще в монтаже, но имеют меньшую по сравнению с закрытыми мостами жесткость. Применение их рационально при уменьшении пролетов вследствие установки дополнительной опоры на колошнике и смещения промежуточной опоры в сторону скиповой ямы, если это возможно по условиям планировки цеха (как это показано на рис. 20.25, *б* для типовой доменной печи объемом 2000 м³).

Для доменных печей большого объема в связи с недостаточной мощностью оборудования загрузки скипов было применено решение с использованием двух мостов (рис. 20.26), каждый с одним скипом, загружаемым отдельным механизмом.

При этом оголовки обоих мостов располагаются настолько близко, что затрудняется их решение. Чтобы эти узкие и высокие оголовки сделать более жесткими, их связывают распорками, позволяющими учитывать суммарную жесткость на воздействие только разности горизонтальных



(балки); *2* — проезжая часть; *3* — ветровая ферма; *4* — направляющие колес скипа; *5* — конструкция *8* — рычаги балансиров (расположены на копре); *9* — скиповые шкивы; *10* — конусные шкивы; *15* — путь вагонов-весов для загрузки скипа; *16* — рудный желоб; *17* — опрокидывающее устройство; щий разность осадок пролетов моста

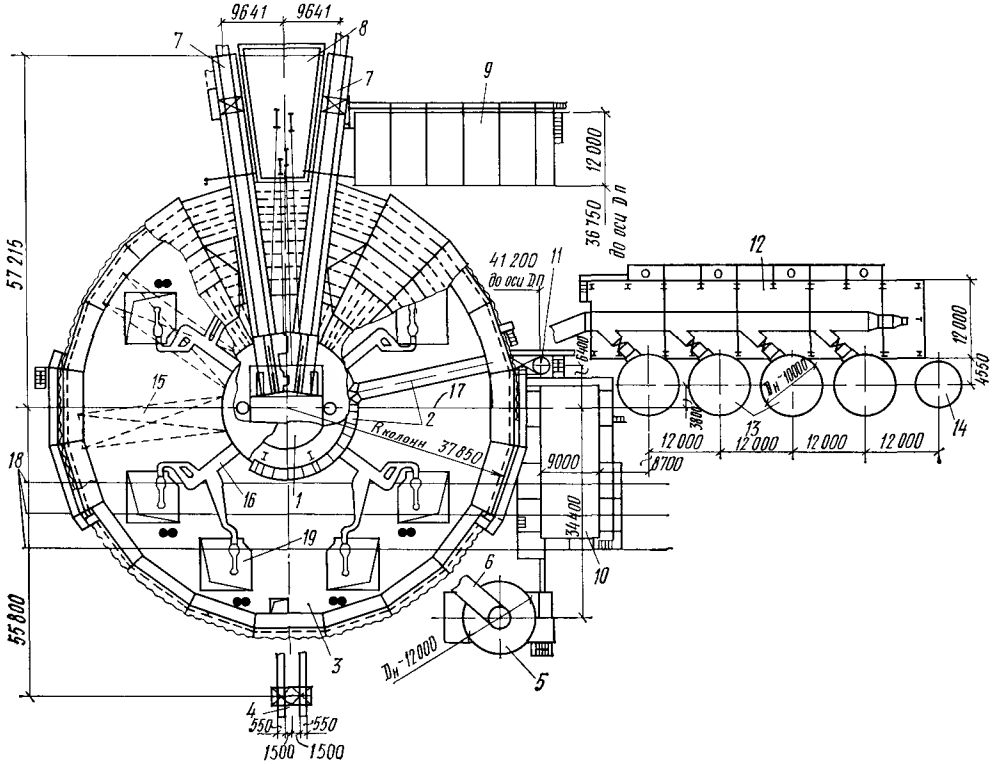


Рис. 20.26. Доменная печь объемом 3200 м³ с двумя наклонными мостами

1 — доменная печь; *2* — воздухопровод горячего дутья; *3* — литейный двор; *4* — монтажная балка; *5* — пылеуловитель; *6* — нисходящий газопровод; *7* — наклонные мосты; *8* — здание колошникового подъемника; *9* — помещение панелей; *10* — помещение фильтров; *11* — лифт; *12* — здание воздухонагревателей; *13* — воздухонагреватели; *14* — дымовая труба; *15* — кольцевой мостовой кран; *16* — желоба для слива чугуна и шлака; *17* — ось доменной печи; *18* — оси железнодорожных путей; *19* — проем в рабочей площадке для разливки чугуна и шлака

проекций от усилий, возникающих в тросах при подъеме груженого скипа и опускании порожнего. Помещение скипового подъемника для данного решения располагается между двумя мостами.

Транспортерная галерея. На рис. 20 27 показано рациональное решение галереи в виде трубы, в верхней части сечения которой располагается сам транспортер, а нижнее сечение используется как трасса вентиляции. Галерея опирается на качающиеся пилоны и имеет одну неподвижную опору. Такая схема исключает температурные напряжения в несущих конструкциях. Для предотвращения смерзания транспортируемых материалов галерея выполняется утепленной. На конце галереи у печи предусмотрено устройство натяжной станции с подсобным оборудованием.

Лифты большинства действующих печей вместе с примыкающей лестницей в традиционном решении располагаются в общем каркасе и имеют выходы на площадки печи и воздухонагревателей. Над шахтой лифта размещается утепленное машинное отделение, а на уровне земли в шахте подходит монорельс для подачи грузов. Обычная схема каркаса приведена на рис. 20.28. Каркас имеет вертикальную опору на фундаменте и две или более основные горизонтальные опоры (одну в уровне земли). При небольшом превышении каркаса над соседним воздухонагревателем верхняя горизонтальная опора устраивается на отметке, близкой к вершине его купола, а при значительном превышении — на вершине башни или треноги, установленной на воздухонагревателе. При этом для ограничения деформации консоли в плоскости наибольшей гибкости лифта параллельно устанавливаются две горизонтальные опоры, создающие его защемление у основания консоли. Конструкция опор должна обеспечить возможность независимого температурного перемещения каркаса лифта и воздухонагревателя. Сторона каркаса лифта, обращенная к доменной печи, и стены шахты лифта обшивают волнистой листовой сталью, а остальные стены лестничной клетки во избежание получения загазованного пространства — стальной сеткой Настил лестниц и площадок лифта делается решетчатым из полос

Направляющие лифта изготовляют и монтируют с повышенной точностью, обеспечивающей возможность движения его кабины. Ствол лифта часто используется для

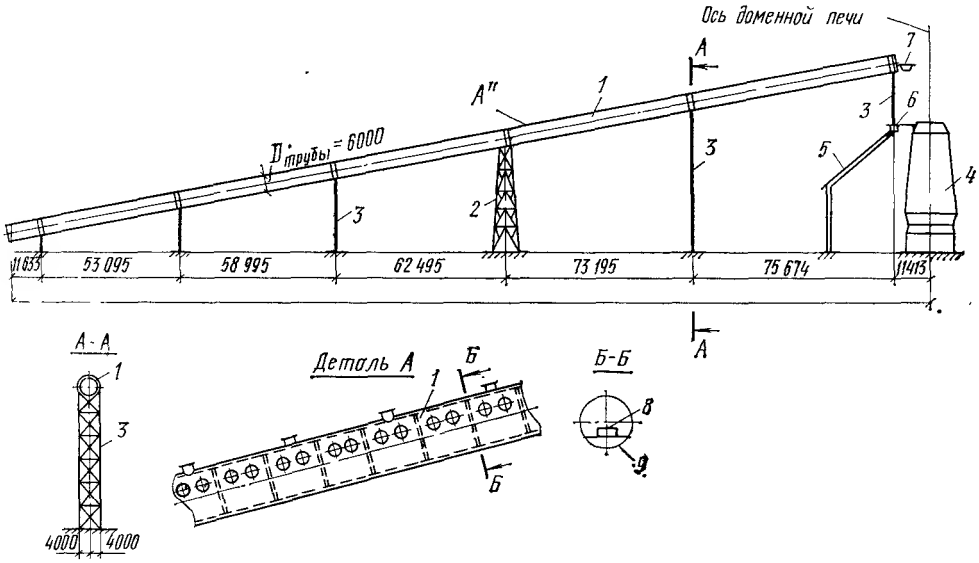


Рис. 20.27. Транспортерная галерея подачи материалов на колошник

1 — трубчатая галерея; *2* — неподвижная опора; *3* — качающаяся опора; *4* — доменная печь; *5*—рамы литейного двора; *6* — колошниковая площадка; *7* — площадка головного барабана; *8* — транспортер; *9* — отсек, используемый для вентиляции

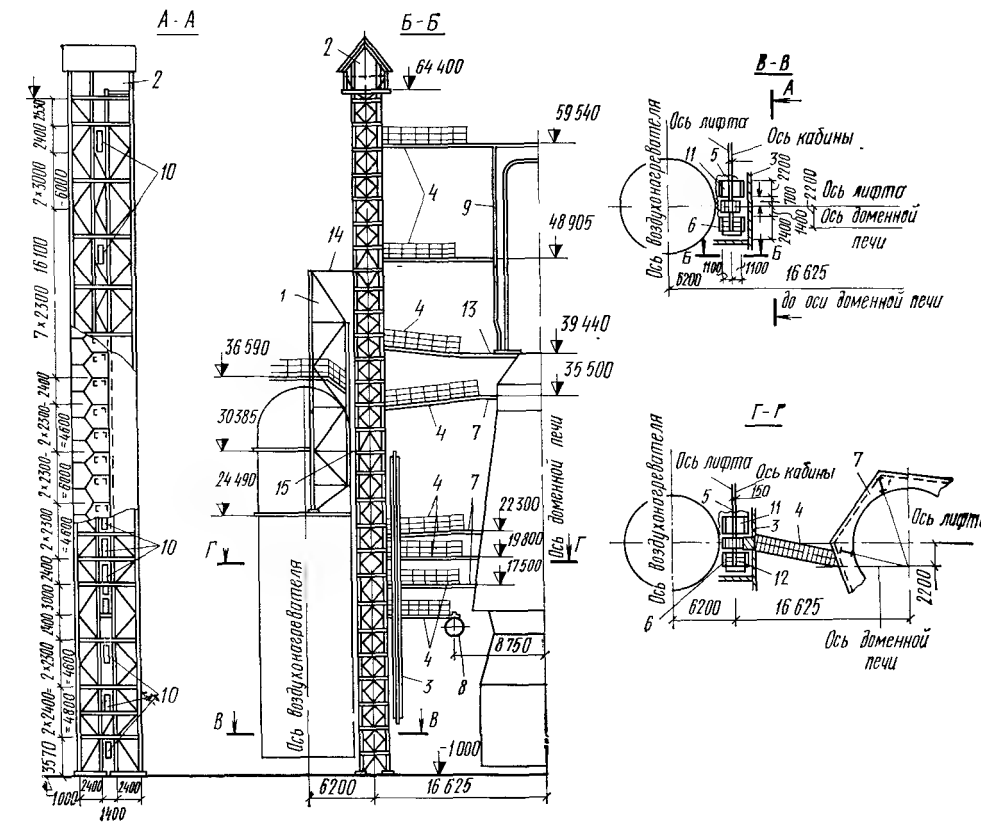


Рис. 20.28. Лифт доменной печи (каркасный)

1 — башня на воздухонагревателе для опирания лифта; *2* — машинное помещение лифта; *3* — стена поддоменника; *4* — переходные площадки; *5* — волнистая сталь; *6* — сетка; *7* — кольцевая площадка; *8* — кольцевой воздухопровод горячего дутья; *9* — колошниковый копер; *10* — двери; *11* — шахта лифта; *12* — лестницы лифта; *13* — колошниковая площадка; *14* — горизонтальная опора только в плоскости наибольшей гибкости лифта; *15* — горизонтальная опора в обеих плоскостях лифта

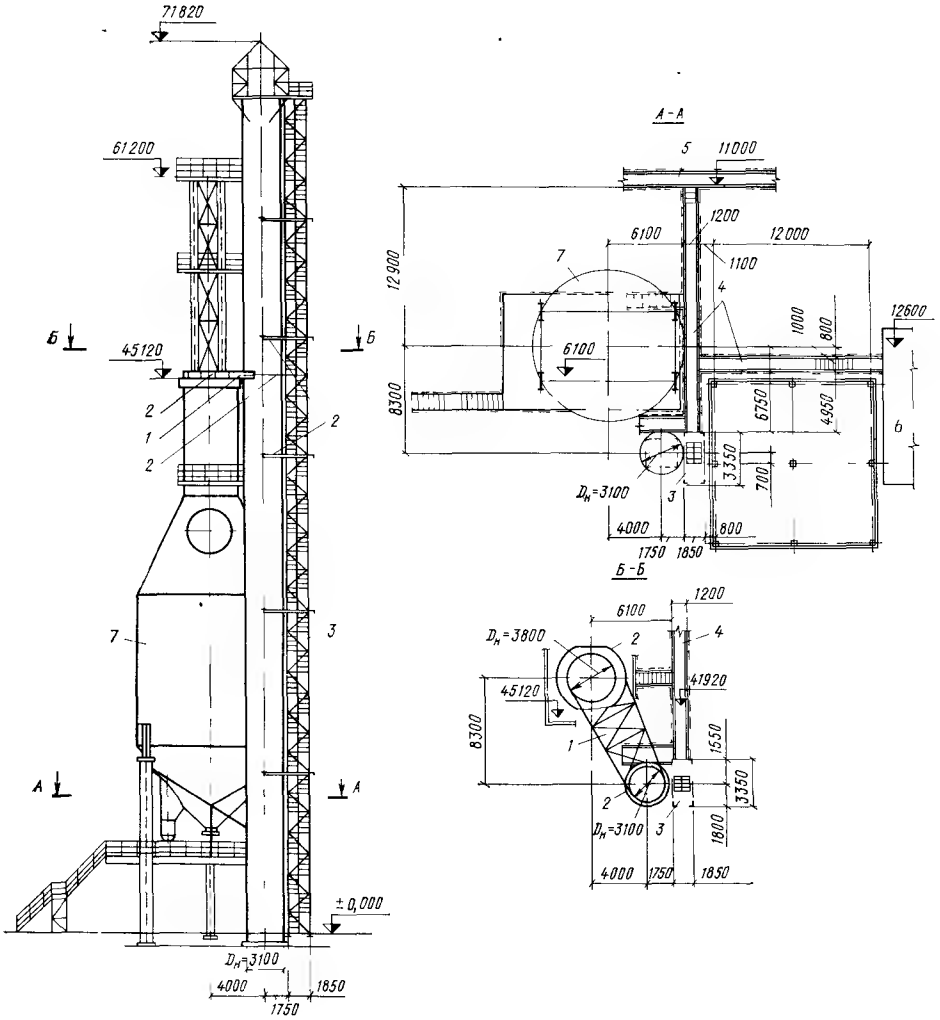


Рис. 20.29. Лифт доменной печи (трубчатый)

1 — горизонтальная опора лифта; *2* — кольца жесткости; *3* — лестничная шахта. *4* — переходные площадки; *5* — здание доменной печи; *6* — здание воздухонагревателей; *7* — пылеуловитель

закрепления устанавливаемой рядом шахты электрокабелей контрольно-измерительных приборов.

В новых доменных печах вследствие другой планировки цеха, позволяющей вынести лифт из загазованного пространства, его ствол решен более рационально в виде габаритной цилиндрической оболочки, имеющей горизонтальные опоры на близлежащие сооружения (литейный двор, пылеуловитель, воздухонагреватель). К оболочке лифта прикреплена габаритная шахта лестниц, от которой идут переходы на здания комплекса. Создавая небольшие уклоны переходов, можно обеспечить унификацию маршей и решетки лестничной шахты лифта.

Пример лифта, закрепленного к пылеуловителю, приведен на рис. 20.29.

20.2.2. Сооружение цеха газоочистки

До последнего времени предусматривалось устройство одной газоочистки, располагаемой за пылеуловителем, в последних печах большого объема устраивается дополнительная газоочистка для газа, выпускаемого из подкупольного пространства при работе засыпного аппарата.

Общий вид первой газоочистки показан на рис. 20.30. Такая газоочистка состоит из одного-двух скрубберов, двух — четырех электрофильтров и системы газопроводов. В ряде газоочисток число электрофильтров уменьшается благодаря установке распылителя. В состав газоочистки входит водоотделитель с каплеуловителем.

Газоочистка газа из подкупольного пространства состоит из скруббера мень-

шего размера и каплеуловителя. Обычно она объединена в один блок с пылеуловителями доменной печи

Скруббер. Корпус скруббера (рис. 20.31) установлен на стальной постамент (в старых железобетонный), в местах опирания укреплен вертикальными ребрами, сопряжения листов кожуха выполняются сваркой встык. Места примыкания трубопроводов и люков усилены Внутри скрубберов предусмотрены балки для крепления брызгательных устройств и обслуживающих площадок. Диаметр цилиндрической части до 9 м. Купол и днище в старых скрубберах конические со вставкой в месте примыкания к цилиндру в виде конуса или части тора, в новых купола в виде сферы. В случае применения обратного водоснабжения внутренняя поверхность скруббера должна быть специально защищена от агрессивных сред

Электрофильтр. Конструкция оболочки электрофильтра (рис. 20 32) аналогична скрубберу (диаметр до 10 м). В верхней части сосуда устанавливается разделительная стенка, к которой крепится главная балка площадки для установки труб осадительных электродов В проекте должно быть обращено внимание на необходимость обеспечения строгой горизонтальности этой площадки для создания на ней ровного слоя воды

В нижней части электрофильтра расположена обслуживающая площадка

Водоотделители и каплеуловитель представляют собой цилиндрические сосу-

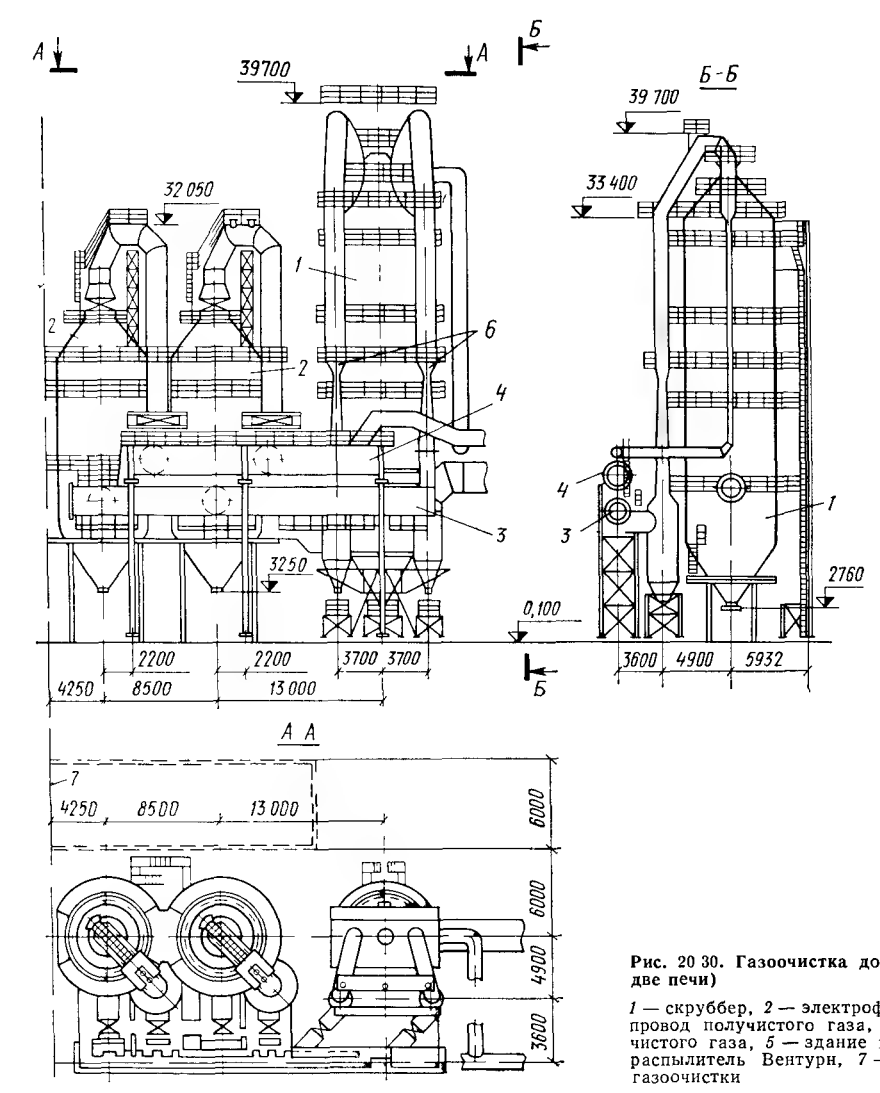


Рис. 20 30. Газоочистка доменной печи (на две печи)

1 — скруббер, *2* — электрофильтр, *3* — газопровод получистого газа, *4* — газопровод чистого газа, *5* — здание газоочистки, *6* — распылитель Вентурн, *7* — ось симметрии газоочистки

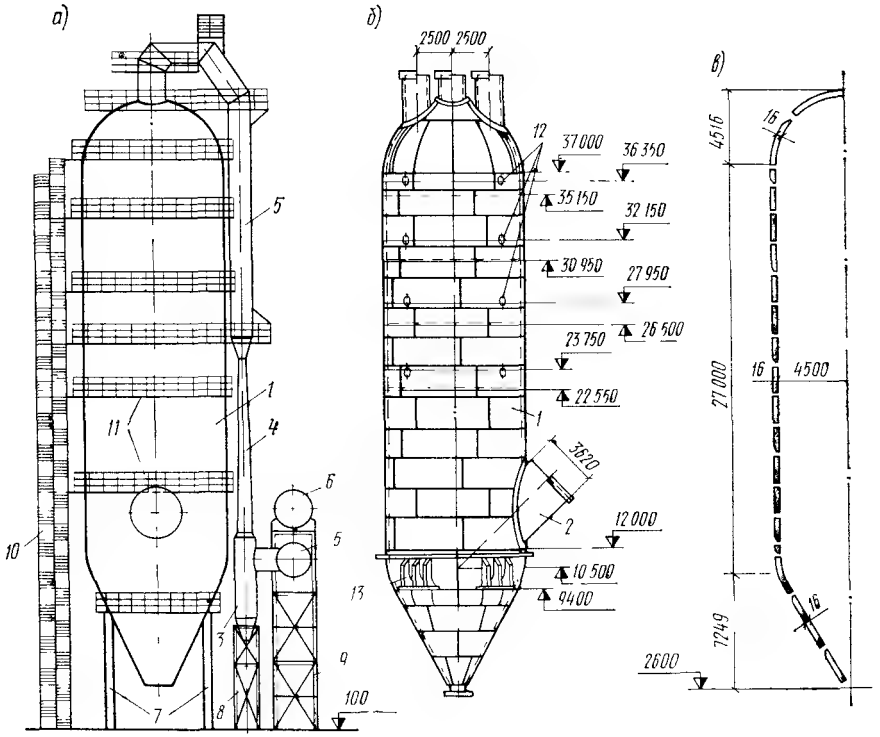


Рис. 20.31. Скруббер газоочистки

а — общий вид; *б* — кожух; *в* — разрез кожуха; *1* — скруббер; *2* — газопровод грязного газа; *3* — водоотделитель; *4* — труба Вентури; *5* — газопровод получистого газа; *6* — газопровод чистого газа; *7* — опоры скруббера; *8* — опоры водоотделителя; *9* — опоры газопровода; *10* — лестничная клетка; *11* — кольцевые площадки; *12* — люки; *13* — опорные ребра кожуха скруббера

ды с коническими днищами, примыкающими к цилиндру при помощи торообразных или сферических вставок, каплеуловитель имеет касательный подвод.

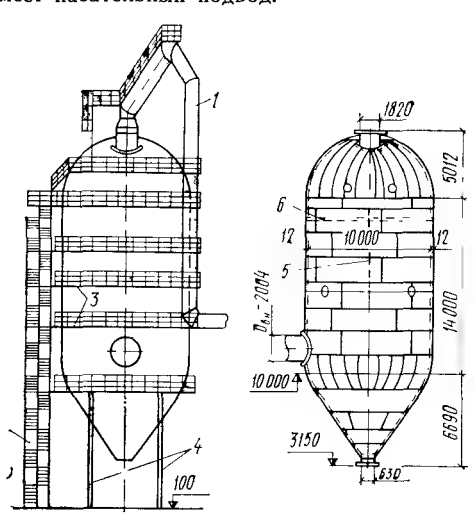


Рис. 20.32. Электрофильтр газоочистки

1 — газопровод чистого газа; *2* — шахта лестниц; *3* — кольцевые площадки; *4* — опоры электрофильтра; *5* — разделительная стенка внутри сосуда; *6* — внутренняя площадка крепления осадительных электродов

Газопроводы сварные, монтажные стыки на полубандажах. Для стока конденсата предусматривается уклон не менее 0,5%. Смена оборудования осуществляется при помощи специальных разжимных домкратов. Горизонтальные газопроводы (получистого и чистого газа) обычно выполняются на общих опорах.

Площадки и лестницы по решению не отличаются от принятых в доменном цехе. Упрощение конструкции многочисленных площадок и лестниц цеха газоочистки возможно в основном путем их максимальной типизации. Обычно несущей конструкцией площадок являются кронштейны, сами площадки решаются в виде щитов. Нетиповые участки закрываются рифленой листовой сталью. Лестницы собираются в габаритные шахты, целиком изготавливаемые на заводе. Детали площадок и лестниц цеха такие же, как и для доменных печей.

20.3. ПОКАЗАТЕЛИ РАСХОДА МАТЕРИАЛА

Расход металла на сооружения комплекса доменных печей различного объема приведен в табл. 20.1 и на рис. 20.33. Мас-

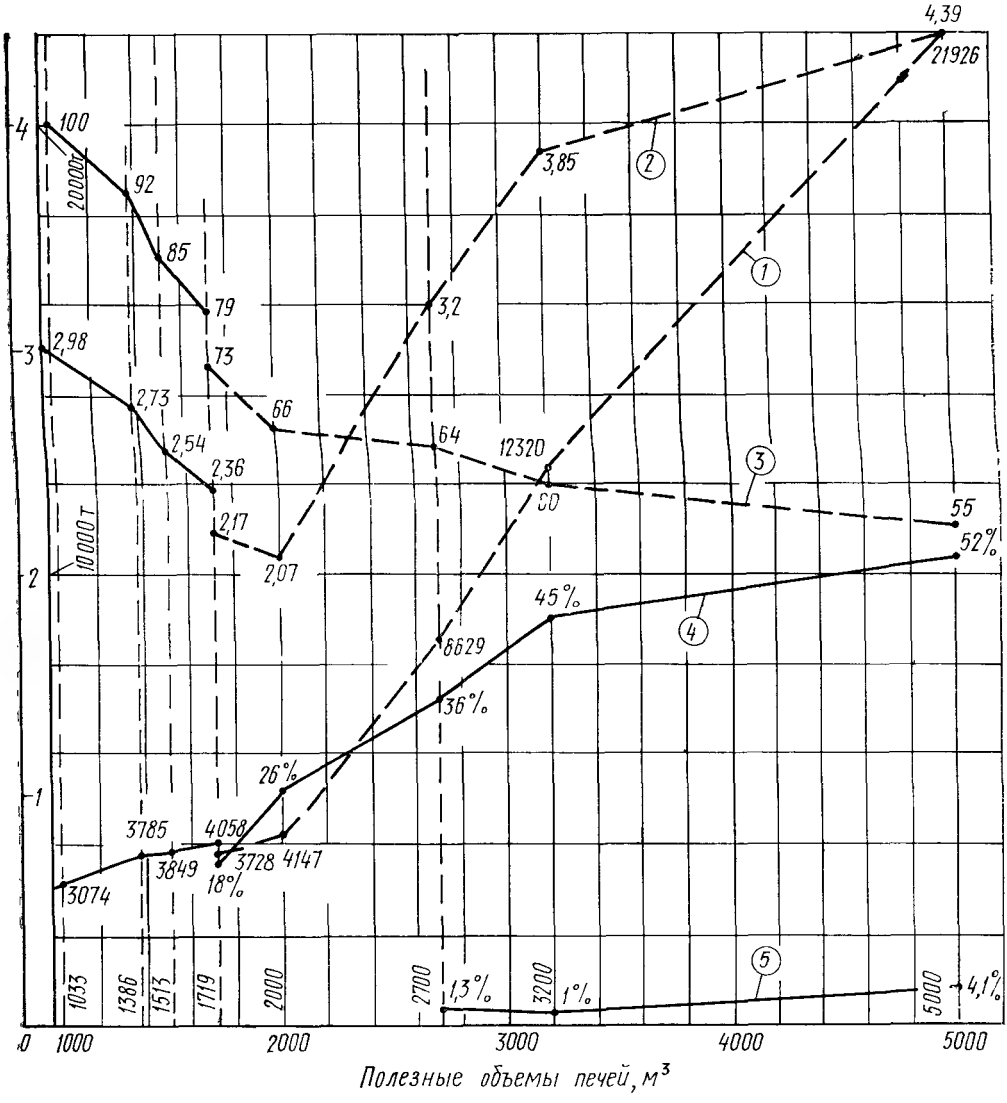


Рис. 20.33. Весовые показатели стальных конструкций комплекса в составе собственно доменной печи, блока воздухонагревателей, пылеуловителей, лифта, скипового подъемника (или транспортерной галереи), зданий печи и скипового подъемника

1 — расход стали, т; *2* — расход стали на единицу объема печи, т/м³; *3* — расход стали на 1 т выплавленного чугуна, %; *4* — применение стали повышенной прочности, %; *5* — применение стали высокой прочности, %. Сплошными линиями даны показатели при применении только углеродистой стали, пунктиром — при применении сталей повышенной и высокой прочности.

сы конструкций приняты по рабочим чертежам стадии КМ.

Показатели учитывают расход стали в сопоставимых условиях.

Уменьшение расхода стали достигается совершенствованием конструктивных решений и применением новых материалов В табл. 20.2 приведены примерные данные, характеризующие уменьшение расхода стали благодаря применению сталей повышенной прочности.

20.4. МАТЕРИАЛЫ И АНТИКОРРОЗИОННАЯ ЗАЩИТА

Рекомендуется применять сталь марок:

для кожухов доменных печей: 10Г2С1Д-12 и 10Г2С1-12 термоупрочненную по ГОСТ 19282—73 при толщинах 20—40 мм; 10Г2С1Д-15 по ГОСТ 19282—73 при толщинах 41—60 мм; при экономическом обосновании 14Г2АФ-12 и 16Г2АФ-12 по ГОСТ 19282—73 при толщинах 20—60 мм;

для кожухов воздухонагревателей, воз-

Таблица 20.1. **Расход стали на сооружения комплекса доменных печей**

Конструкция	Масса стальных конструкций доменных печей объемом, м³ (№ типового проекта, год выпуска)															
	1033 (4-03-03, 1954)		1386 (4-03-02, 1954)		1513 (4-03-01, 1955)		1719 (4-03-101, 1957)		2000 (1960)		2700 (1965)		3200 (1971)		5000 (1973)	
	т	%	т	%	т	%	т	%	т	%	т	%	т	%	т	%
Кожух доменной печи (включая козырьки и желоба)	279	9,1	348	9,2	364	9,5	411 (324)	10,2 (8,7)	(378)	(9,1)	(643)	(7,5)	(824)	(6,7)	(1045)	(4,8)
Колонны и площадки печи	249	8,1	298	7,9	303	7,9	311 (292)	7,7 (7,8)	(290)	(7,0)	(303)	(3,5)	(597)	(4,9)	(1203)*	(5,4)
Колошниковое устройство (колошниковая площадка, копер, включая площадки и лестницы, основные площадки при отсутствии копра)	219	7,1	281	7,4	281	7,3	302	7,4 (8,1)	306	(7,4)	1100	(12,8)	(642)	(5,2)	(1564)**	(7,1)
Опора дальнего конца монтажной балки	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	33	(0,4)	76	(0,6)	127	(0,6)
Кольцевой воздухопровод горячего дутья	21	0,7	23	0,6	25	0,6	25	0,6 (0,7)	31	(0,7)	81	(0,9)	132	(1,1)	220	(1,0)
Итого собственно печь	768	25	950	25,1	973	25,3	1049 (943)	25,9 (25,3)	(1005)	(24,2)	(2160)	(25,1)	(2271)	(18,5)	(4141)*,**	18,9
Здания доменной печи и колошникового подъемника	770	25	1032	27,2	1032	26,8	1050	25,9 (28,2)	1098	(26,5)	3338	(38,6)	(5879)	(47,6)	(5998)	(27,3)
Лифт с лестницей и переходными площадками	109	3,6	106	2,8	108	2,8	146	3,6 (3,9)	136	(3,3)	170	(2,0)	243	(2,0)	386	(1,8)
Кожухи воздухонагревателей	437	14,3	507	13,4	535	13,9	566 (390)	13,9 (10,5)	576	(13,9)	(754)	(8,7)	(135)	(11,0)	3621	(16,5)
Газовоздуховоды блока с опорами	109	3,5	111	2,9	116	3,0	193	4,7 (5,2)	235	(5,7)	408	(4,7)	(542)	(4,4)	(1596)	(7,3)
Здания воздухонагревателей	121	3,9	129	3,4	129	3,4	167	4,1 (4,5)	270	(6,5)	604	(7,0)	555	(4,5)	2723	(12,4)

Площадки и лестницы блока	109	3,5	109	2,9	109	2,8	146	3,6 (3,9)	134	(3,2)	346	(4,0)	150	(1,2)	660	(3,0)
Итого по блоку воздухонагревателей	776	25,2	856	22,6	889	23,1	1072 (896)	2,63 (24,1)	(1215)	(29,3)	(2112)	(24,4)	(2597)	(21,1)	(8600)	(39,2)
Кожухи пылеуловителей	167	5,4	244	6,5	249	6,4	193 (159)	4,7 (4,2)	(115)	(2,8)	(114)	(1,4)	(154)	(1,3)	(271)	(1,2)
Опоры пылеуловителей	78	2,5	112	3,0	112	2,9	84 (70)	2,1 (1,9)	(51)	(1,2)	(90)	(1,0)	(99)	(0,8)	(174)	(0,8)
Здание лебедок, площадки и лестницы пылеуловителей	76	2,5	83	2,2	83	2,2	73	1,8 (2)	93	(2,2)	177	(2,1)	103	(0,8)	287	(1,3)
Вертикальные и исходящие газоотводы (включая соединительный подвод при двух пылеуловителях)	143	4,7	168	4,4	168	4,4	125	3,1 (3,3)	159	(3,9)	167	(1,9)	263	(2,1)	(581)	(2,7)
Газопровод получистого газа	15	0,5	16	0,4	16	0,4	16	0,4 (0,4)	25	(0,6)	27	(0,3)	31	(0,3)	29	(0,1)
Газоочистка из подкупольного пространства	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	(84)	(0,4)
Итого по пылеуловителям	479	15,6	623	16,5	628	16,3	491 (443)	12,1 (11,8)	(443)	(10,7)	(575)	(6,7)	(650)	(5,3)	(1426)	(6,5)
Скиповый подъемник (наклонный мост) или транспортерная галерея (для печи объемом 5000 м³) с лестницами и площадками	1726	5,6	218	5,8	219	5,7	250	6,2 (6,7)	250	(6,0)	274	(3,2)	680	(5,5)	1375	(6,3)
Всего при применении только стали марки Ст3	3074	100	3785	100	3849	100	4058	100	—	—	—	—	—	—	—	—
В случае применения сталей повышенной прочности	—	—	—	—	—	—	(3728)	(100)	(4147)	(100)	(8629)	(100)	(12 320)	(100)	(21 926)	(100)

* Включая 499 т подкрановой эстакады вокруг печи.
** Исключая колошниковую площадку, вошедшую в здание печи.

Примечание. Показатели в скобках относятся к низколегированным сталям.

духопроводов горячего и холодного дутья: 09Г2С-15 по ГОСТ 19282—73.

В связи с переменными нагрузками от внутреннего давления сварка кожухов воздухонагревателей электрошлаковым способом не допускается,

для кожухов пылеуловителей, газопроводов грязного газа, скрубберов и электро-

Таблица 20 2. Уменьшение массы конструкций при применении сталей повышенной прочности

Конструкция	Уменьшение массы, %, при их изготовлении из стали	
	повышенной прочности (10Г2С1, 09Г2С)	высокой прочности (16Г2АФ)
Кожух печи	20	40
» воздухонагревателя	23	—
Кожух пылеуловителя	20	—
Колонна горна	22	45
» пылеуловителя	20	40

фильтров: ВСт3сп5 по ГОСТ 380—70* при толщинах 10—25 мм; 10Г2С1-12 по ГОСТ 19282—73 при толщинах 10—11 мм; 10Г2С1Д-12 и 10Г2С1-12 термоупрочненную по ГОСТ 19282—73 при толщинах 12—40 мм;

для колонн доменных печей и пылеуловителей: ВСт3сп5 по ГОСТ 380—71* при толщинах до 25 мм; 10Г2С1-6 по ГОСТ 19282—73 при толщинах до 20 мм; 10Г2С1-9 по ГОСТ 19282—73 при толщинах 21—60 мм; 14Г2АФ и 16Г2АФ по ГОСТ 19282—73 при толщинах до 60 мм.

Компенсаторы воздухонагревателей и воздухопроводов горячего и холодного дутья изготовляют из стали 10ХСНД по ГОСТ 19282—73, причем изделие должно пройти термообработку после изготовления.

Марка стали для других конструкций определяется согласно СНиП II-В.3-72 и постановлению Госстроя СССР № 150 от 12 сентября 1975 г. (см. гл. 1).

При этом конструкции подразделяют на группы:

I группа — главные, поперечные и подрельсовые балки наклонного моста, подбалансирные балки колошникового устройства, подкрановые балки;

II группа — рамы колошникового устройства доменной печи, монтажная балка с опорами, пилоны наклонных мостов, подшкивные устройства, конвейерные галереи шихтоподачи с опорами, элементы решеток перечисленных конструкций, работающих на переменную нагрузку, и другие конструкции под подвижную нагрузку;

III группа — перепускной трубопровод, труба взятия печи на тягу с опорой, стволы лифтов, главные балки площадок колошникового устройства (кроме перечисленных выше), главные балки площадок печи, колошниковой площадки, рабочих площадок литейного двора, пылеуловителей и воздухонагревателей, рамы литейного двора, зданий воздухонагревателей и колошникового подъемника, расчетные элементы решеток, обеспечивающие пространственную неизменяемость сооружения.

Остальные конструкции определяются по группам согласно СНиП II-В.3-72 (табл. 50 прил. 1).

Рекомендуемые меры защиты металла от коррозии приведены в табл. 20 3. Рекомендации не распространяются на внутренние поверхности воздухонагревателей и скрубберов при необходимости их защиты при специфических воздействиях технологического процесса (например, при коррозионном растрескивании). В этих случаях требуются специальные мероприятия. Защита остальных конструкций в соответствии со степенью агрессивности среды осуществляется согласно СНиП.

Конструкции сооружений комплекса решаются из условия максимального переноса объема работ на завод-изготовитель. Схемы сооружений и членение конструкций на монтажные единицы должны учитывать максимальное внедрение крупноблочного и комплексного монтажа. На рис. 20.19 и 20 34 приведены примеры монтажа укрупненных узлов массой до 100 т.

20.5. РАСЧЕТ

20.5.1. Основные расчетные данные

Расчет конструкций производится по предельным состояниям в соответствии с действующими нормами проектирования стальных конструкций (основные данные которых изложены в гл. 4) и дополнительными требованиями, учитывающими специфические особенности работы сооружений комплекса. Учитывая специфичность ряда нагрузок и воздействий комплекса, приводится их классификация согласно СНиП.

К временным длительным относятся: вес стационарного оборудования (включая обычные динамические воздействия и торможение), вес осадков и отложений (пыль, конденсат и т. д.), давление обычной интенсивности от газов, жидкостей и сыпучих материалов, влияние эксплуатационной температуры при нормальной работе сооружения с учетом температуры замыкания конструкций при монтаже.

К кратковременным относятся: нерегулярно возникающие временные нагрузки (повышенное воздействие временных нагрузок на рабочих площадках при ремонтах, возможное кратковременное увеличение динамических нагрузок, возникающих при нормальной работе оборудования, динамические нагрузки, возникающие при пуске оборудования с длительным циклом действия); отклонения в давлении сыпучих материалов, жидкостей, газов и т. д.; временные нагрузки, возникающие при строительстве или ремонте сооружения и при его испытании, нерегулярные отклонения эксплуатационной температуры.

Рис. 20.34. Монтаж укрупненных блоков

слева — кольцевой подкрановой балки диаметром 23,5 м; справа — кольцевого воздухопровода горячего дутья вместе с площадкой; внизу — ветви монтажной балки

Таблица 203 **Защита от коррозии конструкций зданий и сооружений центрального узла доменной печи, на которые не распространяются требования главы СНиП II-28-73**

Группа по условиям эксплуатации	Конструкция	Условия эксплуатации: на открытом воздухе или внутри здания	Условия эксплуатации: температура, °С	Условия эксплуатации: агрессивность	Рекомендуемая защита: защитные покрытия	Рекомендуемая защита: ГОСТ, ТУ	Рекомендуемая защита: характеристика покрытий
I	Кожух доменной печи	На воздухе	0—120 (возможен перегрев до 200)	Загрязненный воздух, газ	Лак ПФ-170 с 10—15% алюминиевой пудры без грунтовки — 3 слоя	ГОСТ 15907—70; ГОСТ 5494—71	Покрытия стойки до 300° С на открытом воздухе в сухой и нормальной зонах влажности, а также внутри зданий с относительной влажностью воздуха до 80% при концентрации газов, мг/м³ SO_2 — до 0,5, H_2S — до 0,01; окислов азота — 0,01, HCl — до 0,05
		Внутри	50—120 (возможен перегрев до 200)				
	Кольцевая труба горячего дутья	Внутри	0—120 (возможен перегрев до 200)	То же			
	Кожухи воздухонагревателей	На воздухе	20—100 (возможен перегрев до 200)	Загрязненный воздух, газ	Внутри помещения допускается покрытие лаком БТ-577 с 15—20% алюминиевой пудры ПАП-2	ГОСТ 5631—79 ГОСТ 5494—71	Покрытия стойки до 200° С, ограничения по относительной влажности и загазованности те же
		Внутри	50—120 (возможен перегрев до 200)				
	Воздухопроводы горячего дутья	На воздухе	20—110 (возможен перегрев до 200)	То же			
		Внутри	30—140 (возможен перегрев до 200)				
	Воздухопровод холодного дутья	Полуоткрытое помещение	От —20 до +120	»			
	Наружная поверхность газопроводов вытяжной вентиляции литейного двора по всей длине	На воздухе	100—200	Загрязненный воздух			
		Внутри	150—200				
	Труба для взятия печи на «тягу»	На воздухе	От —20 до +200	То же			
	Внутренняя поверхность газопроводов вытяжной вентиляции от дроссельного клапана до коллектора на внешнем участке		150—200	Колошниковый газ			
	Кожух пылеуловителя, газопроводы грязного и получистого газа	На воздухе	От —40 до +120 (возможен перегрев до 200)	Загрязненный воздух	—	—	—

2	Колошниковое устройство доменной печи	То же	От —40 до +40	То же	Эмаль ПФ-115 для открытой атмосферы — 3 слоя, для закрытый — 2 слоя по грунтовке ГФ-020 или ФЛ-03К (2 слоя)	ГОСТ 6465—76, ГОСТ 4056—63*, ГОСТ 9109—76	Покрытия стойки в сухой и нормальной зонах влажности и внутри зданий с относительной влажностью воздуха до 80%, а также стойки к периодическим воздействиям температуры до 80° С. Ограничения по концентрации газов те же, что и для лака ПФ-170 (см. выше)
	Блок пылеуловителей, кроме кожухов	»	От —40 до +40	»			
	Газопровод чистого газа, воздухопровод воздуха горения	»	От —20 до +60	»			
3	Балки рабочей площадки литейного двора в местах слива чугуна и шлака	Полуоткрытое помещение	От —20 до +150	Загрязненный воздух, газ	Эмаль КО-198—3 слоя по грунтовке ВЛ-02, ВЛ-08 или эмаль КО-813 — 3 слоя (лак КО-815) с 6% алюминиевой пудры	ТУ 6-02-841-74, ГОСТ 12707—77 или ГОСТ 5.1414—72, ГОСТ 11066—64, ГОСТ 5484—71	Эмаль стойка к перепаду температур от —60 до +300° С на открытом воздухе и внутри зданий без ограничения влажности воздуха и при концентрациях газов, мг/м³; SO_2 и H_2S — до 200, HCl — до 10; окислов азота — до 25
4	Внутренние поверхности газопровода парогазовой смеси		От —40 до +400	Колошниковый газ	Металлизация алюминием, толщина слоя 200—250 мкм		Покрытия стойки к воздействию температуры до 400° С на открытом воздухе и внутри зданий без ограничения по влажности воздуха и концентрации газов, а также в жидких агрессивных средах
	Системы газоочистки загрузочного устройства доменной печи, скруббера, каплеуловителя касательного водовода		От —40 до +70	Парогазовая смесь и техническая вода			
	Внутренняя поверхность газопроводов вытяжной вентиляции литейного двора от укрытия в местах слива чугуна и шлака до первого дроссельного клапана		200—300	Загрязненный воздух, газ			

Примечания: 1. Защитные покрытия следует наносить на поверхность конструкций, очищенную от окислов до второй степени очистки по ГОСТ 9.025—74. Для конструкций групп 1 и 2 допускается третья степень очистки от окислов.

2. Воздухопроводы и другие конструкции на открытом воздухе при толщине проката до 12 мм включительно могут быть при экономическом обосновании выполнены из низколегированной стали марки 10ХНДП по ГОСТ 19281—73 и 19282—73 без защиты от коррозии.

Таблица 20.4. **Нормативная плотность материалов и заполнителей**

Материал	Нормативная плотность, т/м³
Асбест, картон	0,8—1,2
Асбест распушенный	0,34
Асбестовермикулит	0,3
Бетон огнеупорный	1,6—1,9
Динас	1,95
Динасовый легковес	1,2
Кирпич огнеупорный в кладке:	
шамотный класса А	2,1
то же, Б	1,9
шамот легковес	0,8—1,1
мулитовый кирпич МКО-72	2,5
ВГО-50 и 62	2,4
трепельный	0,6—0,7
магнезитовый	2,5—2,9
доломитовый	2,6—2,7
Каолиновый легковес	1,3
Каолин	2,3
Керамзит	0,5—0,9
Кокс	0,5
Коксовая мелочь	0,7
Торкрет-масса	1,6—1,7
Пыль колошниковая	2
Руда железная:	
сырая	2,5—3,5
агломерат	1,6
Трепельная засыпка	0,5
Чугун жидкий	7,2
» в чушках	6
Шамот молотый	1,6
Шихта в доменной печи	1,1
Шлак доменный жидкий	1,8—2
То же, насыпью	1,6
Скопления конденсата в газопроводах	1
Наледь на газопроводах	0,9
Загрязненная вода в скрубберах и других сооружениях газоочистки	1,2

Таблица 20.5. **Нормативные временные нагрузки на площадки и лестницы (вне мест непосредственного расположения оборудования)**

Конструкция	Нормативная нагрузка, кН/м², для расчетных сочетаний	
	длительная временная	кратковременная
Рабочие площадки доменных печей и литейных дворов, площадка в уровне подошвы воздухонагревателей	10	30
Рабочие площадки (чистый пол) зданий колошникового подъемника, воздухонагревателей, пылеуловителя; рабочая площадка самого пылеуловителя; колошниковая площадка; площадка балансиров, на которых возможно складирование кирпича при ремонтах	4	10
Переходные площадки и лестницы	2	3
Площадки обслуживания оборудования и пешеходные мостики	3	4

Таблица 20.6. **Расчетные внутренние избыточные давления при испытании на прочность**

Конструкция	Расчетное внутреннее давление при испытании
Воздухопровод холодного дутья от воздуходувной станции до клапанов холодного дутья; воздухонагреватели; воздухопровод горячего дутья	$1{,}25\,P_1$
Пылеуловитель, газопровод грязного газа от пылеуловителя до скрубберов; скрубберы; газопровод получистого газа в пределах газоочистки; газопровод получистого или чистого газа от газоочистки до ввода в подкупольное пространство; электрофильтры; газопровод чистого газа в пределах газоочистки (до дросельной группы)	$1{,}25\,P_2$
Газопровод чистого газа от дроссельной группы до листовой задвижки, отключающей блок; доменная печь — пылеуловители — газоочистка	$1{,}25\,P_3$
Общезаводской коллектор чистого газа (от листовой задвижки, отключающей блок) и газопровод от коллектора до дроссельного клапана на отводе к воздухонагревателям	$1{,}5\,P_4$
Газопровод чистого газа от дроссельного клапана на отводе к воздухонагревателям до горелок	$1{,}25\,P_4$

Примечания. 1. Нормативное избыточное внутреннее давление принимается: P_1 — в воздушном тракте P_2 — под колошником; P_3 — перед листовой задвижкой; P_4 — в межцеховых газопроводах.

2. Доменная печь и газопровод грязного газа от печи до пылеуловителя на прочность внутренним давлением не испытывается. Оно заменяется контролем качества швов просвечиванием, ультразвуком и т. д.

Таблица 20.7. **Нормативные нагрузки от отложений пыли на внешние сплошные покрытия (при углах наклона к горизонту 0—25°)**

Конструкция	Нормативная кратковременная нагрузка, Н/м², для расчетных сочетаний
Колошниковая площадка	5000
Прочие площадки колошника	2000
Все покрытия и площадки в радиусе 100 м от доменной печи	500

Примечание. Отложение пыли как временная длительная нагрузка не учитывается.

Таблица 20.8. **Нормативные нагрузки от отложений пыли в пылеуловителях**

Конструкция	Нормативная нагрузка, %, заполнения пылью объема, показанного на рис. 20.35 для расчетных сочетаний		
	длительная временная	кратковременная	особая
Первичный пылеуловитель	50	75	100
Вторичный пылеуловитель	25	38	50

К особым относятся: нерегулярно возникающие нагрузки аварийного характера или нагрузки, возникающие при нарушении режимов работы (застревание и обрыв скипов, аварийное динамическое воздействие конусов и балансиров и другие аварии оборудования); временные случайные нагрузки, возникающие при монтаже; давления сыпучих материалов, жидкостей и газов, возникающие при нарушении нормального режима эксплуатации (прекращение удаления пыли из пылеуловителей, значительное отложение конденсата в газопроводах, засорение водоотводчиков, обвалы, взрывы); температурные нагрузки, возникающие в результате разрушения футеровки, холодильников и т. д.; сейсмические нагрузки.

При определении расчетных напряжений не следует учитывать одновременно воздействие всех (или многих) особых нагрузок; следует учитывать только реальную возможность их одновременного воздействия. Так, одновременно не учитываются максимальное отложение пыли и взрыв при расчете кожуха пылеуловителя, аварийное динамическое воздействие контргрузов засыпного устройства и застревание скипа, максимальные отложения пыли или конденсата в нескольких трубопроводах при расчете их общих опор и т. д.

Величины нагрузок и воздействий. Величины нагрузок принимаются по заданиям технологических организаций; ниже приводятся данные, обычно принимаемые при проектировании:

1) масса оборудования — согласно заданиям технологической проектной организации;

2) нормативные нагрузки для газовоздухопроводов — приведены в гл. 24;

3) нормативная плотность материалов и заполнений — по табл. 20.4;

4) нормативные временные нагрузки на площадки и лестницы — по табл. 20.5;

5) нормативное внутреннее избыточное давление для доменной печи между фурмами и колошником — принимается меняющимся по прямолинейному закону.

Расчетные давления принимаются: при испытании на плотность равными нормативному (кроме доменной печи и газопровода грязного газа от печи до пылеуловителя, для которых размер давления устанавливается особо в зависимости от их конструкции), а при испытании на прочность — по табл. 20.6;

6) нормативные нагрузки от отложения пыли — по табл. 20.7 и 20.8; при этом нагрузка от пыли на ребристый настил не учитывается. Нагрузка от пыли на наружной поверхности трубопроводов, расположенных в радиусе 100 м вокруг доменной печи, исчисляется исходя из угла естественного откоса пыли, равного 35°, но не более 500 Н/м² (средняя), и только как кратковременная или особая. Для наклонных (более 25°) поверхностей нагрузка принимается по интерполяции, считая, что при угле наклона 45° к горизонту нагрузка от пыли будет равна нулю;

7) нормативные температуры конструкций — по табл. 20.9;

8) ветровая нагрузка—согласно СНиП. При расчете отдельных сооружений, имеющих малые поперечные размеры по сравнению с высотой, для которых ветровая нагрузка имеет решающее значение (каркас лифта, свечи и т. д.), полученная по СНиП величина для сооружений с периодом ко-

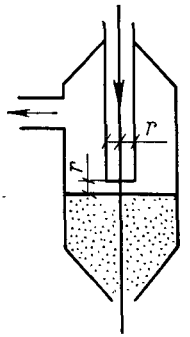


Рис. 20.35. Схема максимально возможного отложения пыли в пылеуловителе

Таблица 20.9. **Нормативная температура металла трубопроводов и оболочек, °С**

Конструкция	Нормативная температура металла, °С, для сочетаний нагрузок		
	длительная временная	кратковременная	особая
Газопровод грязного газа до пылеуловителя, футерованный	80	120	150
То же, от пылеуловителей до скрубберов, футерованный	50	75	100
То же, нефутерованный	200	250	300
Воздухопровод холодного дутья, нефутерованный	140	170	200
Воздухопровод горячего дутья	140	180	200
Газопроводы чистого и получистого газа, нефутерованные	В зависимости от климатических условий		
Доменная печь*	100	120	150
Пылеуловители	80	100	120
Воздухонагреватели*	100	120	150

* Значения температур должны учитываться при расчете футерованных конструкций.

Таблица 20.10. **Нормативная нагрузка от шихты на колонны горна и другие конструкции, непосредственно воспринимающие эту нагрузку**

Сочетания нагрузок	Нормативная нагрузка
При нормальной работе — длительная временная	$0{,}5\gamma v$
При зависании — кратковременная	γv
При осадке — особая	$2\gamma v$

Обозначения: v — объем шихты, вес которой передается на рассматриваемую конструкцию; γ — нормативная плотность шихты; $K=2$ — динамический коэффициент по табл. 20.11.

лебаний $>0{,}25$ с должна определяться с учетом скоростного напора, вызываемого порывами ветра;

9) нормативные нагрузки от шихты — по табл. 20.10;

10) воздействие скипа на наклонный мост и подъемник коксовой мелочи — определяется геометрическим разложением равнодействующей сил тяжести, действующих на скип по направлениям тягового троса (вдоль рельса при обрыве и застревании) и нормальному к рельсу или верхней направляющей:

для сочетания нагрузок O (подъем груженого скипа)

$$\bar{g}+0{,}7\bar{\gamma}V=\bar{T}+\bar{P}_1+\bar{P}_2; \quad (20.1)$$

для сочетания нагрузок O^* (подъем перегруженного скипа с коэффициентом сочетаний 0,9)

$$\bar{g}+\bar{\gamma}V=\bar{T}+\bar{P}_1+\bar{P}_2; \quad (20.2)$$

для сочетания нагрузок O_c:

застревание скипа при подъеме

$$\bar{g}+\bar{\gamma}V=\bar{T}_н+\bar{P}_1+\bar{P}_2+\bar{H} \quad (20.3)$$

или обрыв перегруженного скипа

$$\bar{g}+\bar{\gamma}V=\bar{P}_1+\bar{P}_2+\bar{E}. \quad (20.4)$$

Кроме того, для каждого сочетания нагрузок учитывается нагрузка от опускаемого порожнего скипа

$$\bar{g}=\bar{T}+\bar{P}_1+\bar{P}_2. \quad (20.5)$$

В формулах (20.1)—(20.5) приняты обозначения: g—собственная масса скипа, т; 0,7 — коэффициент нормального заполнения скипа; V — полезный объем скипа, равный 0,9 его геометрического объема; γ — удельный вес руды, 2,5 т/м^3; T — усилие в скиповом тросе, возникающее при подъеме скипа; $T_н$ — усилие в скиповом тросе, развиваемое лебедкой при максимально возможной перегрузке ее электродвигателя; P_1 и P_2— давление соответственно на переднюю и заднюю оси скипа; H — сила сопротивления, приложенная на уровне головки рельса; E — неуравновешенная составляющая, параллельная рельсу.

При расчете вертикальных участков путей подъемника коксовой мелочи горизонтальную нагрузку от скипа (в любом направлении) следует принимать равной 0,2 веса загруженного скипа.

Примечание. Черточки над величинами сил в формулах обозначают векторы;

11) воздействие балансиров. Опорная реакция балансиров равна равнодействующей весов балансира, штанги, конуса, шихты на конусе и натяжению тросов:

а) при свободном опускании конусов (рис. 20.36, *а*):

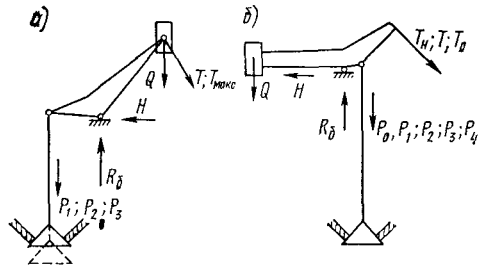


Рис. 20.36. **Схема нагрузок для балансира**

а — при свободном опускании конусов; *б* — при принудительном опускании конусов

для сочетания нагрузок O и O^* (для O^* коэффициент сочетаний 0,9):

конус закрыт

$$R_б=P_1+Q_1+T^y;\ H=T^x; \quad (20.6)$$

конус полузакрыт (начало открывания)

$$R_б=P_2+Q+T^y;\ H=T^x; \quad (20.7)$$

конус открыт

$$R_б=P_3+Q+T^y;\ H=T^x; \quad (20.8)$$

для сочетания нагрузок O_c:

ликвидация слабины троса после отставания конуса от работы лебедки

$$R_б=P_2K_1+Q+T^y_{макс};\ H=T^x_{макс}, \quad (20.9)$$

здесь $R_б$ — вертикальная реакция оси балансиров; H — горизонтальная реакция оси балансиров; T^x и T^y — проекции натяжения в тросе T соответственно на горизонтальную и вертикальную оси; Q — вес дополнительного груза на рычаге; P_1 — усилие в штанге, уравновешивающее контргрузы; P_2 — усилие в штанге от веса конуса, шихты и штанги; P_3 — усилие в штанге от веса конуса и штанги; $T_{макс}$ — натяжение в тросе, возникающее в момент остановки падающего конуса с шихтой, равное весу контргруза, умноженному на K_1; K_1 — коэффициент, учитывающий динамическое воздействие падающего конуса с шихтой и определяемый по формуле (20.16);

б) при принудительном опускании конусов (рис. 20.36, *б*):

для сочетания нагрузок O и O^* (для O^* коэффициент сочетаний 0,9):

конус закрыт

$$R_б=Q+P_1+T^y_0;\ H=T^x_0; \quad (20.10)$$

Таблица 20.11. **Коэффициент динамичности K**

№ п.п.	Нагрузка	Сочетание нагрузок	Значение	Конструкции, на которые распространяется коэффициент
1	Воздействие шихты при осадках (учитывается вес только шихты, расположенной выше уровня рассматриваемой конструкции)	O_c	2	Колонны горна и кожух печи
2	Воздействие шихты при разгрузке в скип или из скипа (учитывается вес шихты в объеме скипа)	O	1,8	Балки, поддерживающие спускные желоба и приемную воронку, а также путн скнпа
3	Неуравновешенная часть веса контргруза конусных балансиров: а) в момент закрывания конуса б) при ликвидации слабины конусных тросов	 O, O^* O_c	 2 Определяется расчетом по формуле (20.16) или (20.18)	Подбалансирные балки (непосредственно несущие нагрузки) Конструкции колошинкового устройства (подбалансирные балки, рамы и связи копра), балки, несущие конусные лебедки или пневматические цилиндры и другие конструкции, воспринимающие иагрузку, а также тросы, испытывающие эти усилия
4	Усилия в тросе конусных шкивов (кроме случая ликвидации слабины — см. п. 3 «б»): а) при принудительном опускании конуса б) при свободном опускании конуса	 O, O^* —	 1,1 1,5	Подшкивные балки
5	Нагрузка от лебедки для маневрирования конусами (кроме случая ликвидации слабины — см. п. 3 «б»)	O	1,1	Балки, непосредственно несущие нагрузку от лебедки
	Нагрузка от цилиндров для маневрирования конусами (кроме случая ликвидации слабины — см. п. 3 «б»)	O	1,5	То же, от цилиндров
	Нагрузка от скиповой лебедки	O	1,1	То же, от лебедки
	Нагрузка от электрических кранов и подвижного состава (в том числе от скипов), кроме тележки и крана монтажной балки	O, O^*	1,1	Балки, непосредственно несущие иагрузку
	Нагрузка от газовых горелок	O, O^*	1,1	То же

Примечание. Для O^* коэффициент сочетаний 0,9.

Таблица 20.12. **Коэффициент перегрузки**

Нагрузка	Значение
Постоянная (кроме массы термоизоляционных плит и засыпок)	1,1
Постоянная от массы термоизоляционных плит и засыпок	1,2
Постоянная при расчете анкеров и других элементов, где постоянная нагрузка уменьшает силовое воздействие	0,9

Продолжение табл. 20.12

Нагрузка	Значение
Давление и масса сыпучих материалов (в том числе и пыли на покрытиях)	1,2
Внутреннее давление газов (включая вакуум), кроме случаев испытания на прочность	1,15
То же, при испытании на прочность	1

конус полузакрыт (начало открывания)

$$R_б = Q + P_2 + T^y;\ H = T^x; \qquad (20.11)$$

конус открыт

$$R_б = Q + P_3 + T^y;\ H = T^x; \qquad (20.12)$$

для сочетания нагрузок O_c:
конус застрял

$$R_б = Q + P_0 + T^y_н;\ H = T^x_н; \qquad (20.13)$$

ликвидация слабины троса после отставания конуса от работы лебедки при ударе конуса о чашу

$$R_б = QK_2 + P_4 K_2;\ H = 0, \qquad (20.14)$$

здесь $R_б$ — вертикальная реакция оси балансиров; H — горизонтальная реакция оси балансиров; Q — собственный вес рычага и контргруза балансира; P_0 — максимальная несущая способность штанги при ее работе на сжатие; P_1 — усилие в штанге конуса, уравновешивающее балансир с контргрузом (с учетом натяжения троса); P_2 — усилие в штанге от веса шихты, конуса и штанги; P_3 — усилие в штанге от веса конуса и штанги; P_4 — усилие в штанге, уравновешивающее контргруз без учета натяжения троса; T^x_0, T^y_0 — проекции первоначального натяжения конусного троса, $T = 0 \ldots 15$ кН соответственно на горизонтальную и вертикальную оси; T^x, T^y — проекции натяжения конусного троса T при работе лебедки на оси x и y; $T^x_н$, $T^y_н$ — проекции усилия в конусном тросе развиваемого лебедкой при максимально возможной перегрузке ее электродвигателя на оси x и y, причем значение $T_н$ не должно превосходить величины натяжения троса, соответствующей усилию P_0 в штанге; K_2 — коэффициент, учитывающий динамическое воздействие падения балансира с контргрузом, определяемый по формуле (20.18).

Опорные конструкции, воспринимающие усилия от направляющего устройства (узлы закрепления штанги), рассчитываются на действующую в любом направлении в плоскости направляющего устройства силу, равную 4% усилия в штанге;

12) заполнение скрубберов и электрофильтров водой до аварийного уровня (сочетание нагрузок O_c) — по заданию на проектирование.

Коэффициент динамичности для различных конструкций доменной печи и видов нагрузки приведен в табл. 20.11.

Коэффициент перегрузки для различных видов нагрузки дан в табл. 20.12.

Коэффициент условий работы для различных элементов конструкций доменной печи дан в табл. 20.13.

Предельные деформации (прогибы). Величина прогибов, как правило, подсчитывается от сочетания нагрузок O, кроме пп. 1 и 3 табл. 20.14, для которых прогиб подсчитывается от сочетания нагрузок O^*, причем в п. 1 для консоли прогиб определяется в точке крайнего положения монтажной тележки.

Продолжение табл. 20.12

Нагрузка	Значение
От массы оборудования и нагрузки на площадках	1,2
Возникающие в результате работы оборудования (усилия в тросах лебедок и т. п.)	1,2
Гидростатическое давление	1,1
От подвижного состава От ветра От снега	1,2 } Согласно СНиП
В трубах от отложений пыли, конденсата, веса загрязненной воды в газоочистке и т. д.	1,1
Температурный распор кладки и холодильников	*
Воздействие температурного расширения металлоконструкций	1,2
На колонны горна (учет неравномерности распределения нагрузки между колоннами)	1,1

* См. ниже методику расчета футерованных конструкций.

Таблица 20.13. **Коэффициент условий работы**

Конструкция	Значение
Кожухи доменных печей, воздухонагревателей, пылеуловителей, скрубберов, электрофильтров, а также трубопроводов: а) при расчете на прочность: с учетом концентрации местных напряжений	1,25 (1)
без учета концентрации местных напряжений	0,85 (0,75)
б) при расчете на устойчивость	0,65
Колонны, опоры и рамы	1
Сжатые элементы ферм наклонного моста	0,9
Элементы, рассчитанные на аварийные нагрузки: удар большого конуса при его отставании от работы лебедки и предельное заполнение пылеуловителя пылью	1
Плоские анкеры воздухонагревателей	0,9
Прочие элементы конструкции	По СНиП

Примечание. В скобках указаны коэффициенты для кожухов воздухонагревателей.

Таблица 20.14. **Предельные деформации (прогибы) от нормативных нагрузок без учета динамичности**

№ п.п.	Конструкция	Прогиб в долях пролета или удвоенного вылета консоли
1	Балки монтажной тележки колошника: несамоходная тележка	1/500
	самоходный кран	1/750
2	Главные балки или фермы наклонного моста скипового подъемника	1/800
3	Каркас лифта	1/400
4	Переходные площадки и лестницы, мостики сантехнических и электрокабельных трасс	1/200

20.5.2. Указания по расчету

Расчет копра доменной печи. Учет динамического воздействия падения конуса или контргруза балансиров (вследствие образования слабины конусных тросов, вызванной несинхронной работой механизмов) на конструкцию колошникового копра производится по способу, разработанному в ЦНИИпроектстальконструкции. Методика расчета не учитывает амортизаторов, при установке которых расчетные формулы должны быть соответственно изменены. При определении напряжений в колоннах рамы копра от динамической нагрузки коэффициенты продольного изгиба внецентренно-сжатых элементов не учитываются.

Нагрузка на копер при свободном опускании конусов. Расчетное усилие на ось балансира большого конуса (рис. 20.37, *а*) определяется по формулам:

$$R_б\left(1+\frac{b}{a}\right)(K_1 Q_к + Q);$$

$$H = K_1 Q_к \sin\alpha, \qquad (20.15)$$

где $Q_к$ — масса контргруза; Q — масса дополнительного груза на рычаге; α — угол между направлением троса и вертикалью, град; a — плечо конуса; b — плечо контргруза; K_1 — коэффициент динамичности, определяемый по формуле

$$K_1 = 1 + \sqrt{1 + \frac{v_в^2}{g f_{ст}}}, \qquad (20.16)$$

где g — ускорение силы тяжести; $f_{ст} = \frac{Q_к l}{E_{тр} F_{тр}}$ — статическая деформация троса под действием подвешенного к нему контргруза (l — по рис. 20.37); $E_{тр}F_{тр}$ — модуль упругости и площадь сечения троса;

$$v_в = \frac{2\beta\frac{b}{a}}{\beta + \frac{b}{a}} v_a$$ — послеударная скорость контргруза при

$$\beta = \frac{a^2 P_2 + b^2 Q + Jg}{abQ_к} \text{ и } v_a = \sqrt{2 g_n h_0}.$$

Здесь P_2 — усилие в штанге от массы конуса, штанги и шихты; g_n — ускорение силы тяжести при несвободном падении, равное εg; ε — коэффициент замедления системы

$$\varepsilon = \frac{a^2 P_2 + abQ - acQ_c}{a^2 P_2 + b^2 Q + J_g};$$

Q_c — масса рычага балансиров; c — плечо центра тяжести рычага балансиров; J — момент инерции массы рычага балансиров относительно оси его вращения, тм·с², подсчитываемый приближенно как для бруса постоянного сечения; h^0 — высота замедленного падения, определяемая в зависимости от скорости срабатывания выключателя слабины троса, м (при отсутствии специального задания слабина троса обычно принимается равной 0,5 м).

Нагрузка на копер при принудительном опускании конусов. Падение останавливается при ударе конуса о чашу (рис. 20.37, *б*). Расчетное усилие на ось балансира большого конуса

$$R_б K_2 \frac{b+a}{a} Q; \quad H=0, \qquad (20.17)$$

где Q — масса контргруза; K_2 — коэффициент динамичности, определяемый по формуле

$$K_2 = 1 + \sqrt{1 + \frac{2h_b \varepsilon_1}{\Sigma f_{ст}}}, \qquad (20.18)$$

где $\varepsilon_1 = \frac{b^2 Q - ab P_3}{b^2 Q + a^2 P_3}$ — коэффициент замедления системы; P_3 — усилие в штанге от массы конуса и штанги; h_b — высота замедленного падения контргруза, определяемая расстоянием между конусом и чашей в момент остановки конуса при закрывании (если отсутствует специальное задание, высота обычно принимается равной 0,12 м); $\Sigma f_{ст}$ — суммарное статическое вертикальное перемещение контргруза (под действием

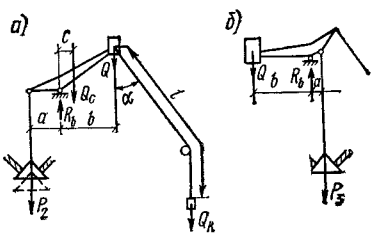


Рис. 20.37. Расчетные схемы балансиров
а — при свободном опускании конусов; *б* — при принудительном опускании конусов

собственной массы) вследствие деформации штанги и опорных конструкций (балок) копра. Остальные обозначения приведены выше.

Расчет футерованных конструкций

Принятые обозначения

x, y, z — прямоугольные координаты; $T_н$, $T_в$, $T(z_i)$ — температуры соответственно наружная, внутренняя и текущая в слое футеровки в интервале граничных температур $T_j - T_{j+1}$, °С, где i — номер слоя, j — номер границы слоя (нумерация слоев и границ слоев начинается с внутренней поверхности футеровки); T, T_x — температуры кожуха и холодильников (средние); $\lambda_н$, $\lambda_в$ — коэффициенты соответственно теплоотдачи от поверхности кожуха и теплоприятия для внутренней поверхности футеровки, Вт/(м²·К); λ_i — коэффициент теплопроводности слоев, Вт/(м·К); $R_н$, $R_в$, R_i — тепловые сопротивления соответственно м²·К/Вт; м·К/Вт; $P_в$, $P_ш$, $P_{чуг}$ — нормативные внутренние давления соответственно от воздушной (газовой) среды, шихты, шлака и жидкого чугуна, МПа; σ_1, σ_2 — соответственно меридиональные и кольцевые суммарные напряжения в кожухе; МПа; σ_{xt}, σ_{yt} — компоненты напряжений в кожухе от температурного роста футеровки; σ_{xp}, σ_{yp} — то же, от внутреннего давления дутья или шихты и чугуна, МПа; $\sigma_{xф}$, $\sigma_{yф}$, $\sigma_{zф}$ — компоненты напряжений в слоях футеровки соответственно кольцевые, меридиональные и радиальные, МПа; u_i, w_i — компоненты перемещений соответственно меридиональные и радиальные; ε_{xi}, ε_{yi} — компоненты относительных деформаций соответственно кольцевые и меридиональные; $E_i(T)$, $E_{чуг}$, E — соответственно модули упругости слоев футеровки в функции от температуры, модуль упругости чугуна и стали, МПа; $\alpha_i(T)$, $\alpha_{чуг}$, α — соответственно коэффициенты линейного расширения материалов футеровки в функции от температуры и коэффициенты линейного расширения чугуна и стали; f — коэффициент трения в системе кожух — футеровка; $\bar{m}_i$, $\bar{n}_i$ — коэффициенты податливости деформативных слоев; ν — коэффициент Пуассона для стали; h_i — толщины слоев футеровки, см; r_i — радиусы слоев футеровки, см; $H_{n,\,n-1}$ — высота расчетного участка оболочки, см; $l_{n,\,n-1}$ — длина расчетного участка оболочки, см; r — радиус кожуха, см; δ — толщина кожуха, см; δ_i — толщина выгорающих радиальных вертикальных прокладок, см; δ_x — толщина вертикальных зазоров между холодильниками, см; β — угол между образующей кожуха и вертикалью; $K^x_{осл}$, $K^y_{осл}$ — коэффициенты ослабления соответственно в кольцевом и меридиональном направлениях, определяются для расчетного участка как отношения $F_{бр}$ к $F_{нт}$; B_1 — жесткость сжатой зоны футеровки, кг/см; $N_т$ — упруготемпературная характеристика футеровки, кг/см.

Общие положения

1. Стальной кожух и футеровка рассчитываются на прочность по безмоментной теории тонкостенных составных оболочек.

2. В стальном кожухе учитываются кольцевые и меридиональные напряжения, при этом в диапазоне рабочих температур кожуха модуль упругости, коэффициент линейного расширения, коэффициент Пуассона и коэффициент теплопроводности приняты постоянными.

3. Несущие слои футеровки рассматриваются как упругие материалы, свойства которых изменяются при неравномерном нагреве по толщине слоев. Модуль упругости, коэффициент линейного расширения, коэффициент теплопроводности являются функциями температуры. Коэффициент Пуассона для футеровки принят равным нулю. Футеровка работает только на сжатие. Зоны, в которых возникают растягивающие кольцевые и меридиональные напряжения, из работы в этих направлениях исключаются (они воспринимают только радиальные сжимающие напряжения).

4. Материалы деформативных слоев воспринимают только радиальное сжимающее напряжение, причем зависимость между радиальной деформацией и напряжением определяется коэффициентами податливости, имеющими различные значения для разных материалов и изменяющимися в зависимости от величины напряжения.

5. В местах возникновения краевых эффектов и локальных воздействий необходимо производить дополнительную проверку прочности кожуха с учетом этих воздействий.

Расчет доменных печей

1. Расчет распространяется на доменные печи с многослойной футеровкой, содержащей один или два компенсационных слоя и зазоры, заполненные выгорающими прокладками или незаполненные. Расчет учитывает воздействия осесимметричных воздействий температуры, давления газов, шихты, шлака и жидкого чугуна. Для расчета доменная печь разбивается по высоте на отдельные участки с одинаковой конструкцией. В каждом участке обязательно рассчитываются два сечения — верхнее и нижнее. Расчет начинается с верхнего участка (рис. 20.38, *а*). В каждом сечении толщины и радиусы слоев отсчитываются в направлении, нормальном к образующей.

Рассматриваются два состояния футеровки печи: первое — кладка в проектном положении, второе — кладка в процессе эксплуатации выгорела и кожух работает совместно с холодильниками (силовое воздействие гарнисажа не учитывается).

Напряжения от собственной массы конструкций не учитываются из-за их малости по сравнению с напряжениями от давления кладки, холодильников, шихты, газа, продуктов плавки.

2. Расчетная температура газа внутри печи ($T_в$) изменяется по высоте в соответствии с рис. 20.38, *в*.

Температура газа в расчетных сечениях определяется по линейной интерполяции.

Температуры холодильников в разных зонах по высоте печи должны быть заданы технологической организацией с учетом типа охлаждения и состояния футеровки. При отсутствии задания принимается:

а) первое состояние (кладка цела) — температура наружной поверхности плитового холодильника (ближайшая к кожуху) $T_{х.н}$: при водяном охлаждении 100° С, при

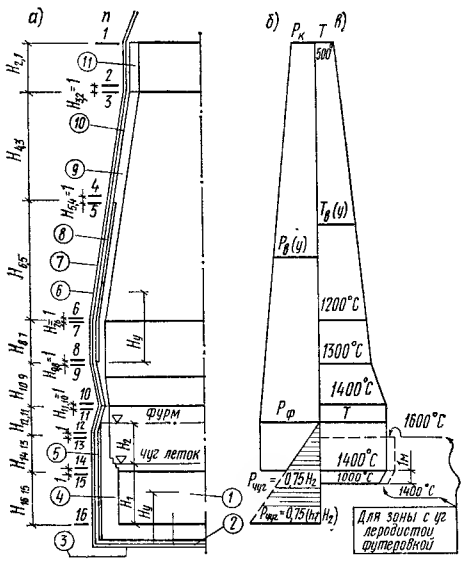


Рис. 20.38. Расчетная схема доменной печи (*а*)

б — распределение давления от газа и чугуна по высоте доменной печи; $P_ф$ — величина давления на фурмах; $P_К$ — величина давления на колошнике; $P_{чуг}$ — давление от чугуна; — — — значения $P_{чуг}$ при разгаре лещади; *в* — распределение температуры по высоте доменной печи; *1* — высокоглиноземистый кирпич или углеродистые блоки; *2* — плиты воздушного охлаждения; *3* — металлическое дно; *4* — углеродистые блоки; *5* — углеродистая набойка; *6* — кожух; *7* — плитовые холодильники; *8* — засыпка (по проекту); *9* — шамотный кирпич; *10* — заполнение по проекту; *11* — защитные сегменты

испарительном охлаждении 200° С с соответствующим перепадом по толщине холодильника 50 и 150°;

б) второе состояние (кладка выгорела) — температура холодильников соответственно $T_{х.н}=150°$ С с перепадом по толщине 100° и $T_{х.н}=300°$ С с перепадом по толщине 200°.

Температура на границах слоев в расчетных сечениях печи определяется (рис. 20.39) по формулам:

а) в зонах без охлаждения кладки (холодильники отсутствуют)

$$T_j=T_в-\frac{T_в-T_н}{R_0}\left(R_в+\sum_{i=1}^{j-1}R_i\right)+T_{const}, \qquad (20.19)$$

где $T_н$ — температура наружного воздуха принимается по СНиП II-А.6-72 в зависимости от района строительства: минимальной — по графе 19 табл. 1, максимальной — по графе 16 табл. 1;

$$\left.\begin{aligned} R_в=\frac{1}{\lambda_в};\ R_н=\frac{1}{\lambda_н};\ R_i=\frac{h_i}{\lambda_i};\\ R_0=R_в+\sum_{i=1}^{k}R_i+R_н.\end{aligned}\right\} \qquad (20.20)$$

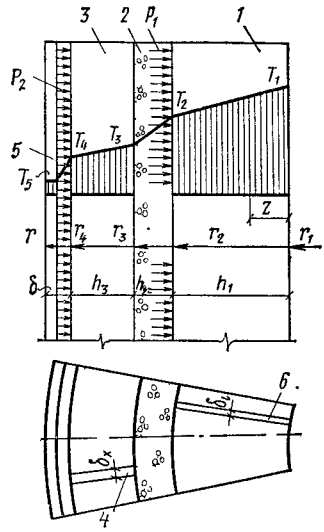


Рис. 20.39. Расчетная схема для конического участка печи

1 — огнеупорный слой; *2* — компенсационный слой; *3* — плитовые холодильники; *4* — компенсационный слой между холодильниками; *5* — кожух; T_1—T_5 — температуры слоев; *6* — радиальные сгораемые прокладки

В формулах (20.20): h_i — толщина слоев, м; $\lambda_в$ — принимается по табл. 20.15 в зависимости от температуры $T_в$; $\lambda_н$ — принимается равным 23, 3; λ_i — для различных материалов приведены в табл. 20.16; k — число всех слоев с учетом кожуха; T_{const} — в формуле (20.19) вводится только при определении температуры кожуха и принимается: для шахты и распара 30° С, для заплечиков и горна 50° С, для лещади 20° С;

б) в зонах, охлаждаемых плитовыми холодильниками, температура слоев определяется согласно формуле (20.19) с учетом охлаждающего воздействия холодильников;

в) изменение температуры по толщине огнеупорного слоя футеровки принимается по линейному закону

$$T(z_i)=T_{j+1}+\frac{T_j-T_{j+1}}{h_i}(h_i-z_i). \qquad (20.21)$$

3. Проверка прочности кожуха доменной печи производится по формуле

$$\sigma_{пр}=\sqrt{\sigma_1^2-\sigma_1\cdot\sigma_2+\sigma_2^2}\leqslant mR, \qquad (20.22)$$

где

$$\sigma_2=\left(\sigma_{хр}+\sigma_{xt}\right)K^x_{осл}<R; \qquad (20.23)$$

$$\sigma_1=\left(\sigma_{ур}+\sigma_{yt}\right)K^y_{осл}\leqslant R. \qquad (20.24)$$

Таблица 20.15. **Коэффициенты тепловосприятия $\lambda_в$ в зависимости от температуры воздуха $T_в$, °С, внутри воздухонагревателя, воздухопровода горячего дутья и доменной печи**

$T_в$	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600
$\lambda_в$	23,2	34,8	46,4	63,8	81,2	104,4	139,2	174	208,8	232	255,2	278,9

Таблица 20.16. **Коэффициенты теплопроводности материалов в зависимости от температуры**

Материал	Температура внутренней поверхности слоя, °С	Коэффициент теплопроводности λ_i, Вт/(м·К)
Шамот класса А и Б	—	1,16
Каолин (Al_2O_3—42%)	500—1300*	1,6—2,09
Высокоглинозем ВГО-50	500—1300	1,4—1,6
Высокоглинозем МЛО-62, ВГО-62	500—1300	0,93—1,6
Высокообожженный малоразрыхляющийся динас	500—1300	1,33—2,32
Шамот-легковес	—	0,58
Граншлак с асбестом	—	0,232
Трепельная засыпка	—	0,17
Трепельный кирпич	—	0,46
Сталь	—	58
Муллито-корунд МКО-72, ВГО-72	600—1500	1,16—1,74
Каолиновый легковес КЛ-1,3	600—1300	0,6—0,67
Динасовый легковес ДЛ-1,2	600—1200	0,64—0,77
Каолиновая вата (маты, уплотненные на 50%)	100—1100	0,06—0,232
Асбестовермикулит	100—400	0,116—0,18
Торкрет-масса	—	0,48
Асбестовый картон	100—400	0,16—0,2
Свободно выгорающий зазор или тонкий шов	—	10^4

* Для температур, лежащих в указанных интервалах, коэффициенты определяются по линейной интерполяции. При температурах выше или ниже указанных коэффициенты принимаются соответственно по верхнему или нижнему значению.

Таблица 20.17. **Значения $\sigma_{хр}$ и $\sigma_{ур}$ для первого состояния кладки доменной печи**

Сечения по рис. 20.38, *а*	$\sigma_{хр} = \sigma_{хг} \cdot 1{,}15 + \sigma_{хш} \cdot 1{,}2 + \sigma_{хчуг} \cdot 1{,}1$			$\sigma_{ур}$
	$\sigma_{хг} = \alpha P_в r/\delta$	$\sigma_{хш} = \beta d r/\delta$	$\sigma_{хчуг} = \gamma H r/\delta$	
1	$P_в \frac{r_i}{\delta_i}$	0	0	$1{,}15 \frac{P_в r_i}{2\delta_i}$
2—4	$0{,}5 P_в \frac{r_i}{\delta_i}$	$0{,}1 \frac{d_i \cdot r_i}{\delta_i} 0{,}5$	0	
5—8	$0{,}5 \cdot P_в \frac{r_i}{\delta_i}$	$0{,}1 \frac{d_i r_i}{\delta_i} 0{,}5$	0	
9—10	$0{,}5 P_в \frac{r_i}{\delta_i}$	$0{,}35 \frac{d_i r_i}{\delta_i} 0{,}5$	0	
11	$0{,}5 P_в \frac{r_i}{\delta_i}$	$0{,}1 \frac{d_i r_i}{\delta_i} 0{,}5$	0	
12—14	$0{,}5 P_в \frac{r_i}{\delta_i}$	0	$0{,}75 \frac{H_i r_i}{\delta_i}$	
15—16	0	0	0	

Таблица 20.18 *Значения σ_{xp} и σ_{yp} для второго состояния кладки доменной печи*

Сечения по рис. 20.38, *а*	$\sigma_{xp}=\sigma_{xг}\cdot 1,15+\sigma_{xш}\cdot 1,2+\sigma_{xчуг}\cdot 1,1$			σ_{yp}
	$\sigma_{xг}=\alpha P_в \frac{r}{\delta}$	$\sigma_{xш}=\beta \frac{dr}{\delta}$	$\sigma_{xчуг}=\gamma \frac{Hr}{\delta}$	
1—3	$P_в \frac{r_i}{\delta_i}$	0	0	$1,15 \frac{P_в r_i}{2\delta_i}$
4—8		$0,1 \frac{d_i r_i}{\delta_i}$	0	
9—10		$0,35 \frac{d_i r_i}{\delta_i}$	0	
11		$0,1 \frac{d_i r_i}{\delta_i}$	0	
12—16		0	$0,75 \frac{H_i r_i}{\delta_i}$	

Примечания: 1. В табл. 20.17 и 20.18 коэффициенты 1,1; 1,15; 1,2 — коэффициенты перегрузки.

2. d — внутренний диаметр футеровки в расчетном сечении; при определении напряжений $\sigma_{xш}$ от распора шихты в формулы d подставляется в метрах.

3. H — расстояние от отметки фурм до расчетного сечения; при определении напряжений $\sigma_{xчуг}$ от распора чугуна в формулу H подставляется в метрах.

4. Все остальные величины, входящие в формулы для подсчета напряжений в кожухе $\sigma_{xг}$ (напряжения от давления газовой среды) $\sigma_{xш}$ и $\sigma_{xчуг}$, подставляются в сантиметрах.

а) В формулах (20.23), (20.24) σ_{xp} и σ_{yp} определяются по табл. 20.17 и 20.18 соответственно для первого и второго состояния кладки.

Напряжения σ_{xt} и σ_{yt} в n-м сечении для шахты, распара, заплечиков и горна определяются по формулам:

$$\sigma_{xt}=\frac{P_2^{(n)}\, r_4^{(n)}}{\delta^{(n)}}\, n_t, \qquad (20.25)$$

$$\sigma_{yt}=\sum_2^n f^{(n)}\left(P_2^{(n-1)}\, r_4^{(n-1)}+P_2^{(n)}\, r_4^{(n)}\right)\times$$

$$\times\frac{H_{n,(n-1)}\, n_t}{2r^{(n)}\,\delta^{(n)}\cos\beta^{(n)}}, \qquad (20.26)$$

где $n=1, 2, 3...$, — номера сечений по рис. 20.38, *а*; $f=0,3$ для сечений шахты, распара и заплечиков; $f=0,5$ для сечений горна; $m=0,85$ — коэффициент условий работы [см. формулу (20.22)]; $n_t=1,2$ — коэффициент перегрузки от распора футеровки.

б) Радиальные давления на наружные поверхности огнеупорной кладки (P_1) и плитовых холодильников (P_2) определяются по формулам:

$$P_1=\frac{\Delta_{1p}\,\delta_{22}+\Delta_{2p}\,\delta_{12}}{\delta_{11}\,\delta_{22}-\delta_{21}\,\delta_{12}}; \qquad (20.27)$$

$$P_2=\frac{\Delta_{2p}\,\delta_{11}+\Delta_{1p}\,\delta_{21}}{\delta_{11}\,\delta_{22}-\delta_{21}\,\delta_{12}}; \qquad (20.28)$$

$$\delta_{11}=\frac{r_2^2}{B_1}+\frac{r_2 r_3}{E_{чуг}\, h_3}+\bar{m}_2 h_2; \qquad (20.29)$$

$$\delta_{12}=\frac{r_3 r_4}{E_{чуг}\, h_3}; \qquad (20.30)$$

$$\Delta_{1p}=\frac{N_т\, r_2}{B_1}+\alpha_i^{ср}\, T_i^{ср}\, H_{i-1,i}\sin\beta K_0^ф-$$

$$-\alpha_{чуг}^{ср}\, T_x\, H_{i-1,i}\sin\beta K_0^x-\alpha_{чуг}\, T_x\, r_3-$$

$$-\bar{n}_2 h_2-\frac{\delta_i n}{2\pi}\bar{n}_i; \qquad (20.31)$$

$$\delta_{22}=\frac{r_4^2}{E_{чуг}\, h_3}+\frac{r r_3}{E\delta}\cdot 0,85+\frac{\delta_x\, n_x\, \bar{m} r_4}{2\pi h_3}; \qquad (20.32)$$

$$\delta_{21}=\frac{r_2 r_4}{E_{чуг}\, h_3}+\frac{\delta_x\, n_x\, \bar{m}\, r_2}{2\pi h_3}; \qquad (20.33)$$

$$\Delta_{2p}=\alpha_{чуг}\, T_x\, r_4-\frac{P_p\, r^2}{E\delta}\, 0,85-\alpha T r-$$

$$-\alpha T^{ср}\, H_{i-1,i}\sin\beta\, K_0-\frac{\delta_x\, n_x}{2\pi}\bar{n}-h_i\,\bar{n}_i, \qquad (20.34)$$

где $\mathbf{P}_p=\mathbf{P}_в+\mathbf{P}_ш+\mathbf{P}_{чуг}$ (см. табл. 20.17, 20.18) для соответствующих расчетных сечений.

В формулах (20.27) — (20.34) индексы при всех величинах представлены в соответствии с расчетной схемой на рис. 20.39.

В формулах (20.31) и (20.34) деформации в меридиональном направлении учитываются коэффициентами: для кожуха $K_0=1,4$; для холодильников $K_0^x=0,9$; для тонкостенной кладки $K_0^ф=0,5$; для толсто-

Таблица 20.19. Коэффициенты податливости материалов деформативных слоев в зависимости от радиальных давлений

№ п. п.	Материалы деформативного слоя	№ строк	Предел изменения давления на деформативные слои P_i, МПа	$\bar{m}_i$	$\bar{n}_i$
1	Трепельная крошка	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 0,6$	0,32	0
		2	$P_i \geqslant 0,6$	0,12	0,12
2	Трепельно-асбестовые засыпки: трепельная крошка 75%	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 0,6$	0,23	0
	асбестит 25%	2	$P_i \geqslant 0,6$	0,08	0,09
3	трепельная крошка 50%	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 0,6$	0,26	0
	асбестит 50%	2	$P_i \geqslant 0,6$	0,08	0,108
4	трепельная крошка 25%	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 0,6$	0,32	0
	асбестит 75%	2	$P_i \geqslant 0,6$	0,09	0,138
5	Граншлако-асбестовые засыпки: граншлак 70%	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 0,6$	0,23	0
	асбестит 30%	2	$P_i \geqslant 0,6$	0,07	0,096
6	граншлак 50%	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 0,6$	0,26	0
	асбестит 50%	2	$P_i \geqslant 0,6$	0,08	0,108
7	граншлак 30%	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 0,6$	0,32	0
	асбестит 70%	2	$P_i \geqslant 0,6$	0,09	0,138
8	граншлак 15%	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 0,6$	0,36	0
	асбестит 85% или асбестит 100%	2	$P_i \geqslant 0,6$	0,14	0,132
9	Шамотный порошок	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 0,4$	0,188	0
		2	$P_i \geqslant 0,4$	0,0341	0,0614
10	Мертель	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 0,4$	0,215	0
		2	$P_i \geqslant 0,4$	0,06	0,062
11	Шлак	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 0,6$	0,211	0
		2	$P_i \geqslant 0,6$	0,067	0,0852
12	Каолиновая вата (маты, уплотненные на 50%)	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 0,05$	4,4	0
		2	$P_i \geqslant 0,05$	0,36	0,202

№ п. п.	Материалы деформативного слоя	№ строк	Предел изменения давления на деформативные слои P_i, МПа	$\overline{m}_i$	$\overline{n}_i$
13	Асбестовермикулитовые плиты	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 0{,}2$	0	0
		2	$P_i \geqslant 0{,}2$	0,2	—0,04
14	Асбестовый картон	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 0{,}6$	0,046	0
		2	$P_i \geqslant 0{,}6$	0,0385	0,045
15	Свободно выгорающий зазор	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 10$	0	1
		2	—	—	—
16	Тонкий шов между слоями футеровки	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 10$	0	0
		2	—	—	—
17	Углеродистая набойка со смолой 80 : 20 с трамбованием раскаленным прутком	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 0{,}6$	0,1	0
		2	$P_i \geqslant 0{,}6$	0,05	0,03
18	Углеродистая набойка со смолой 80 : 20 с предварительным обжатием 0,02 МПа	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 0{,}6$	0,25	0
		2	$P_i \geqslant 0{,}6$	0,1	0,09
19	Углеродистая набойка с асбеститом и смолой с предварительным обжатием 0,02 МПа	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 0{,}6$	0,40	0
		2	$P_i \geqslant 0{,}6$	0,1	0,18
20	Масса для чеканки холодильников	1	$0 \leqslant P_i \leqslant 10$	0,005	0

Таблица 20.20 **Значения $\alpha\ T \cdot 10^2$ для несущих слоев футеровки, выполненных из огнеупоров различных марок**

T, °C*	Шамот				Высокоглинозем		Динас высокообожженный малоразрыхляющийся	Муллито-корундовый ВГО-72 (МКО-72)	Легковес	
	класса А	класса Б	легковес ШЛБ-1	каолиновый 42%-ный	ВГО-50	ВГО-62 (МЛО-62)			динасовый ДЛ-1,2	каолиновый КЛ-1,3
100	0,06	0,02	0,06	0,05	0,03	0,02	0,15	0,054	0,375	0,046
200	0,14	0,04	0,12	0,14	0,1	0,04	0,545	0,108	0,78	0,092
300	0,2	0,05	0,18	0,22	0,17	0,11	0,94	0,162	0,99	0,138
400	0,26	0,1	0,24	0,3	0,24	0,14	1,03	0,216	1,08	0,184
500	0,32	0,13	0,3	0,35	0,28	0,16	1,12	0,27	1,125	0,23
600	0,4	0,18	0,36	0,4	0,32	0,23	1,14	0,324	1,182	0,276
700	0,48	0,2	0,42	0,45	0,38	0,27	1,16	0,378	1,204	0,332
800	0,57	0,24	0,48	0,5	0,42	0,32	1,1933	0,432	1,224	0,368
900	0,7	0,28	0,54	0,5	0,5	0,45	1,2266	0,486	1,197	0,414
1000	0,8	0,28	0,6	0,6	0,55	0,44	1,26	0,59	1,23	0,46
1100	0,93	0,28	0,66	0,7	0,64	0,59	1,305	0,682	1,245	0,506
1200	0,93	0,28	0,72	0,76	0,7	1,03	1,35	0,78	1,245	0,552
1300	—	—	—	0,83	0,8	1,7	1,34	0,871	1,245	0,598
1400	—	—	—	0,9	0,9	1,61	1,33	0,966	1,245	0,644
1500	—	—	—	—	—	—	1,33	1,065	1,245	0,69
1600	—	—	—	—	—	—	1,33	1,168	—	—

* Для промежуточных T значение αT находится по линейной интерполяции.

стенной кладки $K_0^ф = 0{,}75$; n_i — число радиальных выгорающих прокладок в несущем слое футеровки; n_x — число вертикальных зазоров между плитовыми холодильниками.

B_1 и N_T, входящие в формулы (20.29) и (20.31), определяются по формулам (20.61), (20.62).

В начале расчета P_i неизвестны, поэтому значения коэффициентов $\bar{n}_i$ и $\bar{m}_i$ для материала деформативного слоя принимаются по табл. 20.19 либо из первой, либо из второй строки произвольно. После расчета необходимо проверить выполнение неравенств, указанных в принятых для расчета строках таблицы. Если какое-либо из них не выполняется, то необходимо взять для этого слоя значения $\bar{n}_i$ и $\bar{m}_i$ из другой строки и сделать повторный расчет.

Расчет, выполненный по формулам (20.27) — (20.34), основан на предположении, что огнеупорные слои футеровки сжаты по всей толщине. Это следует проверить по формуле

$$\sigma_{xф}(z_i) = E_i(z_i)\,[\varepsilon_{xi} - \alpha_i T(z_i)], \qquad (20.35)$$

где

$$\varepsilon_{xi} = \frac{1}{B_{1i}}\left(-P_1 r_2 + N_{Ti}\right). \qquad (20.36)$$

Если эпюра кольцевых напряжений в i-м слое будет иметь растянутые зоны (где $\alpha_i T(z_i) \geqslant \varepsilon_{xi}$, то эти зоны из дальнейшего расчета в кольцевом направлении исключаются и расчет повторяется (второе приближение) с новой толщиной слоя, равной толщине сжатой зоны эпюры, с новыми соответствующими температурами границ и радиусами.

$E_i(z_i)$ и $\alpha_i T(z_i)$ определяются для различных материалов футеровки по табл. 20.20 и 20.21.

Таблица 20.21. **Значения $E(T)\cdot 10^{-4}$, МПа, для несущих слоев футеровки, выполненных из огнеупоров различных марок**

T, °C*	Шамот класса А	Шамот класса Б	Шамот легковес ШЛБ-1	Шамот каолиновый 42%-ный	Высокоглинозем ВГО-50	Высокоглинозем ВГО-62 (МЛО-62)	Динас высокообожженный малоразрыхляющийся	Мулито-корундовый ВГО-72 (МКО-72)	Легковес динасовый ДЛ-1,2	Легковес каолиновый КЛ-1,3
100	0,5	0,5	0,15	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,1	0,15
200	0,5	0,5	0,15	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,1	0,15
300	0,5	0,5	0,15	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,1	0,15
400	0,5	0,5	0,15	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,1	0,15
500	0,5	0,5	0,15	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,1	0,15
600	0,5	0,5	0,15	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,1	0,15
700	0,5	0,5	0,15	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,1	0,15
800	0,5	0,5	0,15	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,0875	0,15
900	0,375	0,375	0,1125	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,075	0,15
1000	0,25	0,25	0,075	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,0625	0,15
1100	0,125	0,125	0,0375	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,05	0,15
1200	0	0	0	0,3333	0,3333	0,3333	0,3	0,6	0,0375	0,1
1300	—	—	—	0,1667	0,1667	0,1667	0,3	0,4	0,025	0,05
1400	—	—	—	0	0	0	0,2	0,3	0,0125	0
1500	—	—	—	—	—	—	0,1	0,15	0	0
1600	—	—	—	—	—	—	0	0	—	—

* Для промежуточных T значение $E(T)$ находится по линейной интерполяции.

Для второго состояния кладки или если огнеупорный слой оказывается полностью растянутым (при $P_1 \leqslant 0$),

$$P_2 = \Delta_{2p}/\delta_{22}, \qquad (20.37)$$

где Δ_{2p} и δ_{22} определяются из уравнений (20.34) и (20.32).

Если окажется, что $P_1 > P_2$, то

$$P_2 = \frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}}\,\frac{r_2}{r_4}, \qquad (20.38)$$

где

$$\delta_{11} = \frac{r_2^2}{B_1} + \bar{m}_2 h_2; \qquad (20.39)$$

$$\Delta_{1p} = \frac{N_T r_2}{B_1} + \alpha_i^{ср} T_i^{ср} H_{i-1,i} \sin\beta K_0^ф - \alpha T r - \alpha T^{ср} H_{i-1,i} \sin\beta K_0 - \bar{n}_2 h_2 - \frac{\delta_i n}{2\pi}\bar{n}_i - \frac{0{,}85 P_p r^2}{E\delta}. \qquad (20.40)$$

Если периферийные холодильники отсутствуют, то радиальное давление кладки на кожух

$$P_1 = \frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}}, \qquad (20.41)$$

где δ_{11} и Δ_{1p} определяются по формулам:

$$\delta_{11} = \frac{r_2^2}{B_1} + \frac{r^2}{E\delta}\,0{,}85 + \bar{m}_2 h_2; \qquad (20.42)$$

$$\Delta_{1p} = \frac{N_T r_2}{B_1} + \alpha_i^{ср} T_i^{ср} H_{i-1,i} \sin\beta K_0^ф - \frac{0{,}85 P_p r^2}{E\delta} - \alpha T r - \alpha T^{ср} H_{i-1,i} \sin\beta K_0 - \bar{n}_2 h_2 - \frac{\delta_i n}{2\pi}\bar{n}_i; \qquad (20.43)$$

в формулы (20.25) и (20.26) вместо P_2 подставляется P_1, а вместо r_4 — r_2.

в) Зона лещади. Лещадь современных доменных печей выполняется в средней части из высокоглиноземного кирпича, а снизу и на периферии — из углеродистых блоков или выкладывается целиком из углеродистых блоков (см. рис. 20.38). В первом приближении радиальное давление кладки на кожух P_1 без учета растянутой зоны определяется по формуле (20.41), в которой

$$\delta_{11} = \frac{r_1 K_л}{E_л} + \frac{r^2}{E\delta} 0,85 + \bar{m}_2 h_2 + \bar{m}_1 \delta_л; \qquad (20.44)$$

$$\Delta_{1p} = 0,75\alpha_л T_{-1} r_1 - \bar{n}_2 h_2 - \bar{n}_1 \delta_л - \alpha T r \qquad (20.45)$$

В формулах (20.44), (20.45) обозначения даны в соответствии с рис. 20.40; кроме того: $\alpha_л$ — коэффициент линейного расширения футеровки лещади (для высокоглиноземистой кладки $\alpha_л = 6 \cdot 10^{-6}$); $E_л = 0,5 \cdot 10^4$ МПа — модуль упругости кладки лещади; $K_л = 7$ — экспериментальный коэффициент; T_{-1} — температура кладки по оси лещади на глубине 1 м; $T_{-1} = 1000°$ С (для высокоглиноземистой кладки); $\delta_л$ — внутренний зазор лещади.

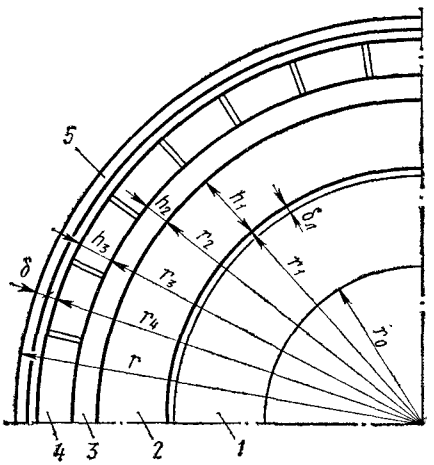


Рис. 20.40. Расчетная схема лещади

1 — высокоглиноземистый кирпич; *2* — углеродистые блоки (h_1); *3*—компенсационный слой (углеродистая набойка (h_2); *4* — плитовые периферийные холодильники (h_3); *5* — кожух (δ); r_0 — сжатая зона кладки лещади; r_1 — теоретическая граница разгара кладки лещади (2-й период работы лещади)

Сжатая зона лещади

$$r_0 = r_1 \sqrt{\frac{1,5P_1}{E_л \alpha_л T_{-1}}}. \qquad (20.46)$$

С учетом сжатой зоны лещади радиальное давление кладки P_1^1 на кожух будет определено по формуле (20.41), где

$$\delta_{11} = \frac{r_1 K_л}{E_л} + \frac{2r_1 (r_1 - r_0)}{E_л (r_1 + r_0)} + \frac{r^2}{E\delta} 0,85 + \bar{m}_2 h_2 + \bar{m}_1 \delta_л; \qquad (20.47)$$

Δ_{1p} — определяется по формуле (20.45) при $r_1 = r_0$.

Значения P_1 и r_0 определяются повторно, пока не будет достигнуто равенство

$$P_1^n = P_1^{n+1}, \qquad (20.48)$$

где n — число определений P_1.

Для лещади, выполненной целиком из углеродистых блоков, значение P_1 определяется по формуле (20.41) с заменой коэффициента в формуле (20.45) с 0,75 на 0,84 и в формуле (20.46) с 1,5 на 1,33 и с заменой температуры $T_{-1} = 1000°$ С на $T_{-1} = 1400°$ С.

При разгаре кладки лещади зона с разгаром рассчитывается так же, как и стенки горна с цилиндрическим кожухом, по формулам (20.27), (20.28).

4. Толщина кожуха купола (по всей его длине) и примыкающего к нему участка кожуха шахты определяется расчетом только на внутреннее давление газовой среды с учетом краевого эффекта. Купола доменных печей, газопроводы грязного газа которых несут дополнительные нагрузки от оборудования колошникового устройства (при отсутствии копра), кроме того, рассчитывают с учетом ослабления примыкающими газопроводами на нагрузки, передаваемые этими газопроводами.

Расчет воздухонагревателей

1. Стальной кожух и футеровку рассчитывают на прочность от воздействия внутренней температуры и давления дутья. Для этого цилиндрическую часть воздухонагревателя разбивают по высоте на отдельные участки с одинаковыми конструкциями, размерами и материалами футеровки и кожуха, как показано на рис. 20.41, *а*. В каждом участке обязательно рассчитываются два сечения — верхнее и нижнее, между которыми напряженное состояние кожуха и слоев футеровки считается изменяющимся по линейному закону. Расчет выполняется, начиная с верхнего сечения (*1—1*).

Напряжения от собственной массы конструкций не учитываются из-за их малости по сравнению с напряжениями от температуры и давления дутья.

2. Расчетная температура воздуха внутри воздухонагревателя под куполом $T_{куп}$ и температура отходящих газов $T_{о.г}$ задаются технологической организацией. Между этими крайними значениями температура по высоте воздухонагревателя принимается изменяющейся по линейному закону:

$$T_в(y) = T_{куп} - (T_{куп} - T_{о.г}) \frac{y}{H}, \qquad (20.49)$$

как показано на рис. 20.41, *б*.

Температура на границах слоев в произвольном сечении воздухонагревателя оп-

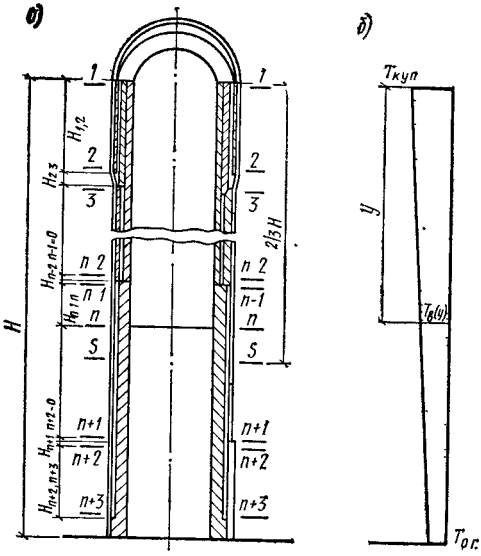


Рис. 20.41. Вертикальный разрез воздухонагревателя *а* (расчетные сечения и порядок определения напряжений в кожухе воздухонагревателя); *б* — график изменения температуры воздуха внутри воздухонагревателя $T_в$ по высоте

$T_{куп}$ — температура под куполом; $T_{о.г}$ — температура отходящих газов

ределяется по формуле (20.19), однако $T_{const}=0$, а коэффициент теплоотдачи от наружной поверхности

$$\lambda_н = 2 + 13\sqrt{v}\,, \qquad (20.50)$$

где v, м/с — скорость ветра, принимается по СНиП в зависимости от места строительства.

Увеличение скорости ветра с высотой при расчете $\lambda_н$ по (20.50) учитывается поправочным коэффициентом K в соответствии с табл. 20.22.

Таблица 20.22 Поправочные коэффициенты для увеличения скорости ветра при расчете коэффициента теплоотдачи $\lambda_н$

Высота над поверхностью земли, м	До 10	20	40	100*
Поправочный коэффициент K	1	1,15	1,3	1,5

* Для промежуточных высот K определяют по линейной интерполяции.

Температура слоев футеровки является линейной функцией координат z_i (рис. 20.42, 20.43), отсчитываемых от внутренней поверхности каждого из этих слоев; следовательно, справедлива формула (20.21).

3. Проверка прочности кожуха воздухонагревателя в сечениях с двумя деформативными слоями и двумя кольцевыми зазорами в произвольном сечении $n—n$ производится по формуле (20.22), где

$$\sigma_1 = \frac{1}{2r^{(n)}\delta^{(n)}}\Big[P_в r^{2(n)} n_p + f\sum_{i=2}^{n}\left(P_4^{(n-1)} r_4^{(n-1)} + P_4^{(n)} r_4^{(n)}\right)\times H_{n-1,n}\, n_t\Big] \leqslant R; \qquad (20.51)$$

$$\sigma_2 = \frac{P_в r^{(n)} n_p + P_4^{(n)} r_4^{(n)} n_t}{\delta^{(n)}} \leqslant R. \qquad (20.52)$$

В формулах (20.51), (20.52): $n=1, 2, 3, \ldots$ — номера сечений по рис. 20.41, *а*; $f=0{,}2$; $n_p=1{,}15$; $n_t=1{,}2$ — коэффициенты перегрузки; $P_в$ — избыточное (нормативное) давление воздуха, МПа, $m=0{,}75$ — коэффициент условий работы.

Примечания: 1. Второй член в квадратных скобках формулы (20.51) для сечений, расположенных ниже сечения $S—S$, соответствующего $^2/_3$ высоты цилиндрической части воздухонагревателя (рис. 20.41, *а*), принимается равным его значению в сечении $S—S$

2. Для реконструируемых и эксплуатируемых воздухонагревателей коэффициент условий работы назначается в зависимости от срока эксплуатации и фактического состояния кожуха и футеровки.

Давления на несущие огнеупорные слои соответственно наружный и внутренний в сечении $n—n$ определяются по формулам:

$$P_4 = \frac{\Delta_{4p}\delta_{11} + \Delta_{1p}\delta_{41}}{\delta_{44}\delta_{11} - \delta_{41}\delta_{14}}\,; \qquad (20.53)$$

$$P_1 = \frac{\Delta_{1p}\delta_{44} + \Delta_{4p}\delta_{11}}{\delta_{44}\delta_{11} - \delta_{41}\delta_{14}}\,, \qquad (20.54)$$

где

$$\delta_{44} = \frac{r_4^2}{B_{14}} + \frac{rr_4}{E\delta} + \frac{\bar{m}_5 h_5 r_4}{r_5}\,; \qquad (20.55)$$

$$\delta_{41} = \frac{r_4 r_1}{B_{14}}\,; \qquad (20.56)$$

$$\Delta_{4p} = \frac{r_4 N_{T4}}{B_{14}} - \frac{0{,}85 P_в r^2}{E\delta} - \alpha T r - \bar{n}_5 h_5 - \bar{n}_6 h_6; \qquad (20.57)$$

$$\delta_{14} = \frac{r_4^2}{B_{14}}\,; \qquad (20.58)$$

$$\delta_{11} = \frac{r_1^2}{B_{11}} + \frac{r_4 r_1}{B_{14}} + \frac{\bar{m}_2 h_2 r_1}{r_2}\,; \qquad (20.59)$$

$$\Delta_{1p} = \frac{r_1 N_{T1}}{B_{11}} - \frac{r_4 N_{T4}}{B_{14}} - \bar{n}_2 h_2 - \bar{n}_3 h_3. \qquad (20.60)$$

В формулах (20.53) — (20.60) индексы при всех величинах проставлены в соответствии с расчетной схемой рис. 20.43.

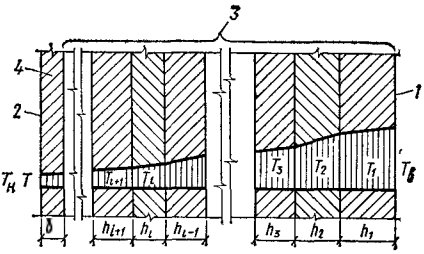


Рис. 20.42. Изменение температуры по толщине стенки воздухонагревателя в расчетном сечении

1 — внутренняя поверхность воздухонагревателя; *2* — наружная поверхность воздухонагревателя; *3* — футеровка; *4* — кожух

Значения B_{1i} и N_{Ti} при произвольных зависимостях $E_i(T)$ и $\alpha_i(T)$ вычисляются по формулам:

$$B_{1i} = \int_0^{h_i} E_i(T)\, dz; \qquad (20.61)$$

$$N_{Ti} = \int_0^{h_i} f_i(T)\, dz, \qquad (20.62)$$

где

$$f_i(T) = \alpha_i T(z_i) E_i(z_i).$$

Для различных материалов футеровок B_{1i} и N_{Ti} вычисляются с помощью данных, приведенных в табл. 20.20, 20.21.

В том случае, если несущий огнеупорный слой, внутренний или наружный, состоит из нескольких K огнеупорных слоев (пакет), различных по свойствам материалов, то B_i и N_T вычисляются для каждого пакета как суммы:

$$B_1 = \sum_1^k B_{1i}; \qquad (20.63)$$

$$N_T = \sum_1^k N_{Ti}. \qquad (20.64)$$

Коэффициенты податливости $\overline{m}_i$ и $\overline{n}_i$ для различных материалов принимаются по первой или второй строке табл. 20.19 в зависимости от радиальных давлений P_i, действующих на деформативные слои:

$$P_2 = P_1 \frac{r_1}{r_2}; \qquad (20.65)$$

$$P_5 = P_4 \frac{r_4}{r_5}. \qquad (20.66)$$

Подробно о выборе коэффициентов $\overline{m}_i$ и $\overline{n}_i$ было изложено в п. «Расчет доменных печей».

В том случае, когда вместо выгорающих кольцевых зазоров h_3, h_6 в несущих слоях футеровки установлены радиальные выгорающие прокладки, их суммарная толщина приводится к условной толщине кольцевого зазора по формуле

$$h_i = \frac{\delta_i n_i}{2\pi}, \qquad (20.67)$$

где δ_i — толщина радиальной выгорающей прокладки; n_i — число радиальных прокладок в несущем слое футеровки.

При отсутствии кольцевых выгорающих зазоров и радиальных выгорающих прокладок $h_3=0$ и $h_6=0$.

Расчет, выполненный по формулам (20.53), (20.54), следует во многих случаях рассматривать лишь как первое приближение к окончательному решению, так как несущие огнеупорные слои футеровки неспособны воспринимать растягивающие напряжения. Поэтому после выполнения расчета в первом приближении, необходимо постро-

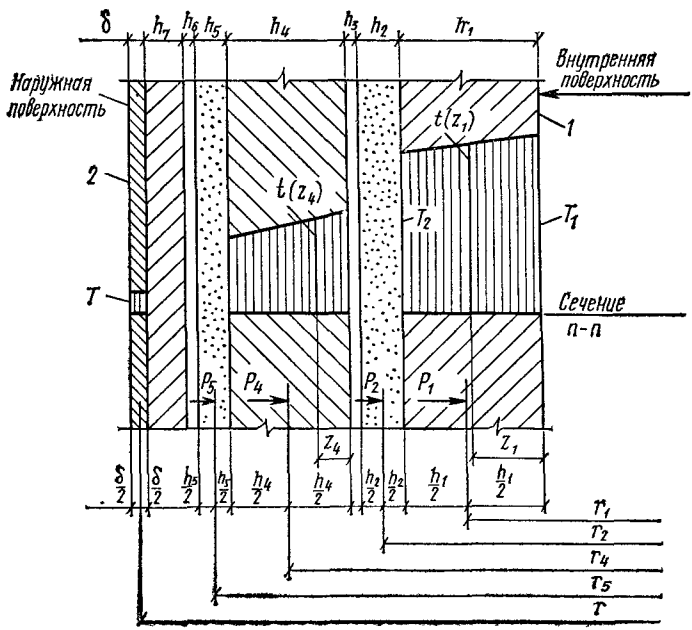


Рис. 20.43. Расчетная схема для футеровки с двумя компенсационными слоями в сочетании с двумя кольцевыми зазорами

1 — внутренняя поверхность; *2* — наружная поверхность; h_1, h_4 — несущий огнеупорный слой (соответственно внутренний и наружный); h_2, h_5 — деформативный слой (соответственно внутренний и наружный); h_3, h_6 — кольцевой зазор; h_7 — теплоизоляционный слой; δ — кожух воздухонагревателя

ить эпюры кольцевых напряжений в несущих огнеупорных слоях кладки с помощью формулы (20.35), в которой:

при $i=4$

$$\varepsilon_{x4} = \frac{1}{B_{14}}(-P_4 r_4 + P_1 r_1 + N_{T4}); \tag{20.68}$$

при $i=1$

$$\varepsilon_{x1} = \frac{1}{B_{11}}(-P_1 r_1 + N_{T1}). \tag{20.69}$$

ε_{x4}, ε_{x1} представляют собой относительные кольцевые деформации срединных поверхностей наружного и внутреннего несущих огнеупорных слоев соответственно, а дальнейший расчет выполняется в соответствии с пояснениями к формуле (20.35).

В случае если наружный несущий слой полностью попадает в растянутую зону, повторные расчеты (второе, третье и т. д. приближения) производят по формуле

$$P_4 = P_1 \frac{r_1}{r_4}, \tag{20.70}$$

где

$$P_1 = \frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}};$$

$$\delta_{11} = \frac{r_1^2}{B_{11}} + \frac{rr_1}{E\delta} + \frac{\bar{m}_2 h_2 r_1}{r_2} + \frac{\bar{m}_5 h_5 r_4}{r_5}; \tag{20.71}$$

$$\Delta_{1p} = \frac{r_1 N_{T1}}{B_{11}} - \frac{0{,}85 P_в r^2}{E\delta} - \alpha T r - \bar{n}_2 h_2 - \bar{n}_3 h_3 - \bar{n}_5 h_5 - \bar{n}_6 h_6. \tag{20.72}$$

4. Воздухонагреватель с одним деформативным слоем и одним выгорающим зазором. В этом случае несущий огнеупорный слой (наружный) и соответствующие ему деформативный и выгорающий слои отсутствуют.

Следовательно, $P_4=0$, а P_1 определяется по формуле (20.41), где

$$\delta_{11} = \frac{r_1^2}{B_{11}} + \frac{rr_1}{E\delta} + \frac{\bar{m}_2 h_2 r_1}{r_2}; \tag{20.73}$$

$$\Delta_{1p} = \frac{r_1 N_{T1}}{B_{11}} - \frac{0{,}85 P_в r^2}{E\delta} - \alpha T r - \bar{n}_2 h_2 - \bar{n}_3 h_3. \tag{20.74}$$

Остальной расчет аналогичен изложенному выше, а в формулы (20.51) и (20.52) вместо P_4 и r_4 подставляются соответственно P_1 и r_1.

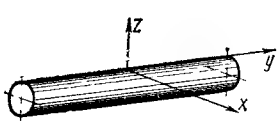


Рис. 20.44. Прямой участок футерованной цилиндрической оболочки в принятой системе координат

5. Кольцевые напряжения в несущих огнеупорных слоях футеровки определяют по формулам (20.35), (20.68), (20.69); полученные сжимающие напряжения сравниваются с расчетными сопротивлениями для огнеупорных материалов. Вычисление радиальных перемещений выполняется по формуле (20.103).

Расчет воздухопроводов горячего дутья

1. Расчет распространяется на воздухопроводы доменных печей с многослойной

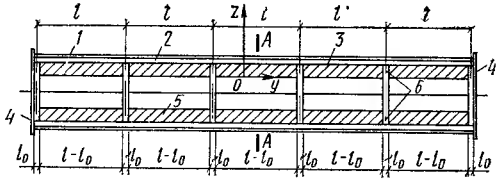


Рис. 20.45. Схематический продольный разрез прямого участка футерованной многослойной цилиндрической оболочки

1 — кожух; *2* — асбестовый картон; *3* — теплоизоляционные слои футеровки; *4* — заглушки; *5*—огнеупорные несущие слои футеровки; *6* — температурные зазоры

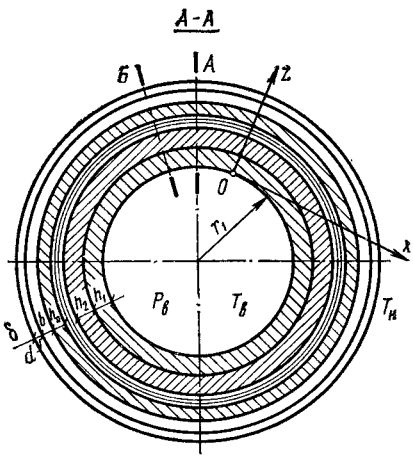


Рис. 20.46. Схема поперечного сечения *А—А* (на рис. 20.45)

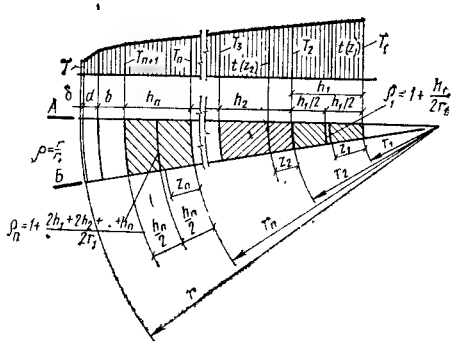


Рис. 20.47. Сечение единичной расчетной полоски участка футерованной оболочки, распределение температуры по ее слоям

футеровкой и компенсационным слоем. Стальной кожух и футеровку рассчитывают на прочность от воздействия температуры и давления горячего дутья.

Под воздействием температурного роста футеровки и внутреннего давления дутья в кожухе возникают растягивающие кольцевые и меридиональные напряжения.

Участок воздухопровода в принятой системе координат и расчетные схемы участка даны на рис. 20.44—20.46.

Дополнительные меридиональные напряжения в кожухе воздухопровода, возникающие под воздействием собственной массы воздухопровода (включая футеровку), опирающихся на него площадок, оборудования и т. п., определяются как для обычных балок кольцевого сечения без учета несущей способности футеровки. Эти напряжения суммируются с меридиональными напряжениями в кожухе, полученными от воздействия температуры и давления горячего дутья.

2. Расчетная температура горячего дутья $T_в$ задается технологической организацией. Распределение температуры считается постоянным для всех участков воздухопровода горячего дутья (ВГД) и осесимметричным.

Температура на границах слоев в сечениях прямых участков ВГД, согласно рис. 20.47, определяется по формулам (20.19), (20.20), но в отличие от доменных печей и воздухонагревателей $\lambda_н = 20{,}65$ при минимальной расчетной температуре воздуха и $\lambda_н = 25{,}52$ при максимальной расчетной температуре воздуха.

При определении расчетных температур кожуха кольцевого участка ВГД к значениям температур кожуха, полученным расчетом по формуле (20.19), следует прибавлять $T_{const} = 50°$ С, для всех остальных участков ВГД $T_{const} = 0°$ С.

Изменение температуры по толщине слоев происходит по закону прямой [см. формулу (20.21)].

3. Прочность кожуха в расчетном сечении проверяют по формуле (20.22), в которой

$$\sigma_2 = \sigma_{xt} n_t + \sigma_{xp} n_p \leqslant R; \qquad (20.75)$$

$$\sigma_1 = \sigma_{yt} n_t + \sigma_{yp} n_p \leqslant R, \qquad (20.76)$$

где

$$\sigma_{xp} = \frac{P_в r}{\delta}; \qquad (20.77)$$

$$\sigma_{yp} = \frac{P_в r}{2\delta}; \qquad (20.78)$$

$$\sigma_{xt} = \frac{\Delta_{xp}\delta_{yy} + \Delta_{yp}\delta_{xy}}{\delta_{xx}\delta_{yy} - \delta_{xy}\delta_{yx}}; \qquad (20.79)$$

$$\sigma_{yt} = \frac{\Delta_{yp}\delta_{xx} + \Delta_{xp}\delta_{yx}}{\delta_{xx}\delta_{yy} - \delta_{xy}\delta_{yx}}; \qquad (20.80)$$

$n_t = 1{,}2$ — коэффициент перегрузки от температурного распора футеровки; $n_p = 1{,}15$ — коэффициент перегрузки от давления дутья; $m = 0{,}85$ — коэффициент условий работы для ВГД.

В формулах (20.79) и (20.80) при n несущих слоев футеровки

$$\delta_{xx} = \frac{r_{n+1}\delta}{\sum\limits_{i=1}^{n} B_{1i}} + \frac{r}{E} + \frac{\bar{m}d\delta}{r}; \qquad (20.81)$$

$$\delta_{xy} = \nu\frac{r}{E}; \qquad (20.82)$$

$$\Delta_{xp} = \frac{\sum\limits_{i=1}^{n} N_{Ti}\, r_{n+1}}{\sum\limits_{i=1}^{n} B_{1i}} - \frac{P_в r^2}{E\delta}\left(1 - \frac{\nu}{2}\right) - \alpha T r - \bar{n}d; \qquad (20.83)$$

$$\delta_{yy} = \frac{\delta\rho}{\sum\limits_{i=1}^{n} \rho_i B_{1i}} + \frac{1}{E}; \qquad (20.84)$$

$$\delta_{yx} = \nu\frac{1}{E}; \qquad (20.85)$$

$$\Delta_{yp} = \frac{\sum\limits_{i=1}^{n} \rho_i N_{Ti}}{\sum\limits_{i=1}^{n} \rho_i B_{1i}} - \frac{P_в r}{2E\delta}(1 - 2\nu) - \alpha T - l_0 \cdot 10^{-2}, \qquad (20.86)$$

где в соответствии с рис. 20.47

$$\rho_1 = 1 + \frac{h_1}{2r_1}; \quad \rho_2 = 1 + \frac{2h_1 + h_2}{2r_1};$$

$$\rho_n = 1 + \frac{2h_1 + 2h_2 + \ldots + h_n}{2r_1};$$

$$\rho = \frac{r}{r_1};$$

l_0 — температурный зазор (см. рис. 20.45).

Значения $\sum\limits_{i=1}^{n} B_{1i}$, $\sum\limits_{i=1}^{n} N_{Ti}$ рассчитывают по формулам (20.61) — (20.64), а $\sum\limits_{i=1}^{n} \rho_i B_{1i}$ и $\sum\limits_{i=1}^{n} \rho_i N_{Ti}$ рассчитывают по тем же формулам, которые при $n = 2$ с учетом ρ_i примут вид:

$$\sum_{i=1}^{2} \rho_{1,2} B_i = \rho_1 \int_0^{h_1} E_1(T)\, dz_1 + \rho_2 \int_0^{h_2} E_2(T)\, dz_2; \qquad (20.87)$$

$$\sum_{i=1}^{2} \rho_{1,2} N_{T1,2} = \rho_1 \int_0^{h_1} f_1(T)\, dz_1 + \rho_2 \int_0^{h_2} f_2(T)\, dz_2. \qquad (20.88)$$

Коэффициенты податливости $\bar{m}$ и $\bar{n}$ для асбестового картона определяют по табл. 20.19 (п. 14, строка 2).

4. Кольцевые и меридиональные напряжения в несущих слоях футеровки вычисляют соответственно по формулам:

$$\sigma^{i}_{x\text{ф}}(z_i) = n_t E_i(z_i)[\varepsilon_x - \alpha_i T_i(z_i)]; \quad (20.89)$$

$$\sigma^{i}_{y\text{ф}}(z_i) = n_t E_i(z_i)[\varepsilon_y - \alpha_i T_i(z_i)], \quad (20.90)$$

где относительные кольцевые и меридиональные перемещения вычисляют по формулам:

$$\varepsilon_x = -\frac{\sigma_{xt}\delta}{\sum_{i=1}^{n} B_{1i}} + \frac{\sum_{i=1}^{n} N_{Ti}}{\sum_{i=1}^{n} B_{1i}}; \quad (20.91)$$

$$\varepsilon_y = -\frac{\sigma_{yt}\delta\rho}{\sum_{i=1}^{n} \rho_i B_{1i}} + \frac{\sum_{i=1}^{n} \rho_i N_{Ti}}{\sum_{i=1}^{n} \rho_i B_{1i}}; \quad (20.92)$$

$E_i(z_i)$ и $\alpha_i T(z_i)$ принимают для кладок из различных огнеупоров по табл. 20.20, 20.21 в интервале граничных расчетных температур $T_j - T_{j+1}$.

Радиальные напряжения в теплоизоляционном слое футеровки

$$\sigma_{z\text{ф}} = n_t \frac{\sigma_{xt}\delta}{r_1 + \sum_{i=1}^{n} h_i}. \quad (20.93)$$

5. Максимально допустимые расстояния между температурными швами футеровки

$$l = \frac{2r_1 + \sum_{i=1}^{n} h_i}{f}; \quad (20.94)$$

$$l = \frac{2r_1 + \sum_{i=1}^{n} h_i}{2f}. \quad (20.95)$$

Для различных материалов f принимают по табл. 20.23.

Таблица 20.23. Расчетные величины коэффициентов трения (при сдвиге)

Материал	f ($K_{\text{тр}}$) мин	f ($K_{\text{тр}}$) макс
Металл по:		
трепельному кирпичу	0,345	0,45
асбестовому картону	0,36	0,46
асбестовермикулиту	0,295	0,39
каолиновой вате	0,255	0,35
ШЛБ-1 по:		
асбестовому картону	0,71	0,87
каолиновой вате	0,58	0,73
асбестовермикулиту	0,635	0,9
Торкрет-масса по:		
асбестовому картону	0,64	0,92
каолиновой вате	0,575	0,72
ШЛБ-1 по ШЛБ-1	0,73	0,91

По формуле (20.94) определяют l при наличии температурных швов с двух сторон расчетного участка.

По формуле (20.95) определяют l при наличии температурного шва с одной стороны расчетного участка.

При расстояниях между температурными швами, превышающих величины, получающиеся по формулам (20.94), (20.95), следует принимать $l_0 = 0$ независимо от зазора в температурном шве.

Необходимые минимальные значения напряжений из условия полного обжатия несущих слоев футеровки:

$$\sigma^{\text{мин}}_{xt} = \frac{\sum_{i=1}^{n} N_{Ti} - \beta_{\text{мин}} \sum_{i=1}^{n} B_{1i}}{\delta}; \quad (20.96)$$

$$\sigma^{\text{мин}}_{yt} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \rho_i N_{Ti} - \beta_{\text{мин}} \sum_{i=1}^{n} \rho_i B_{1i}}{\rho\delta}, \quad (20.97)$$

где $\beta_{\text{мин}} = \alpha_i T(z_i)$ находят по табл. 20.20 или по другим имеющимся источникам для несущих слоев футеровки в интервале граничных расчетных температур.

По формулам (20.96), (20.97) можно предварительно определить δ при выбранной марке стали.

Предварительное определение толщины компенсационного слоя из асбестового картона выполняют по формуле

$$d = \frac{\beta_{\text{мин}}\left(r_1 + \sum_{i=1}^{n} h_i\right) - \frac{r}{E}\left(\sigma^{\text{мин}}_{xt} - \nu\sigma^{\text{мин}}_{yt}\right) - \alpha T r - \frac{P_{\text{в}} r^2}{E\delta}\left(1 - \frac{\nu}{2}\right)}{\frac{\sigma^{\text{мин}}_{xt}\delta\bar{m}}{r} + \bar{n}}. \quad (20.98)$$

Предварительное определение размера (см) свободного или выгорающего зазора в температурных швах футеровки при $l = 100$ см выполняют по формуле

$$l_0 = A \cdot 10^2, \quad (20.99)$$

где

$$A = \frac{\sum_{i=1}^{n} \rho_i N_{Ti}}{\sum_{i=1}^{n} \rho_i B_{1i}} - \frac{\sigma^{\text{мин}}_{yt}\delta\rho}{\sum_{i=1}^{n} \rho_i B_{1i}} - \frac{1}{E}\left(\sigma^{\text{мин}}_{yt} - \nu\sigma^{\text{мин}}_{xt}\right) - \frac{P_{\text{в}} r (1 - 2\nu)}{2E\delta} - \alpha T.$$

При $l \neq 100$ см

$$l_0 = Al. \quad (20.100)$$

6. Перемещения. Кольцевые и меридиональные перемещения участков кожуха вычисляют соответственно по формулам:

$$\bar{w} = \frac{r}{E}(\sigma_{xt} - \nu\sigma_{yt}) + \frac{P_в r^2}{E\delta}\left(1 - \frac{\nu}{2}\right) + \alpha r T; \qquad (20.101)$$

$$\bar{u} = \frac{l}{E}(\sigma_{yt} - \nu\sigma_{xt}) + \frac{P_в l r}{2E\delta}(1 - 2\nu) + \alpha l T. \qquad (20.102)$$

σ_{xt}, σ_{yt} определены по формулам (20.79) и (20.80).

По формулам (20.101) и (20.102) можно вычислять перемещения участков кожуха доменной печи и воздухонагревателей, при этом σ_{xt} и σ_{yt} определяются соответственно по формулам (20.25), (20.26) и (20.51), (20.52), а вместо l в формулу (20.102) подставляют $H_{n,\,n-1}$.

Кольцевые и меридиональные перемещения участков несущих слоев футеровки вычисляют соответственно по формулам:

$$\bar{w}_n = \varepsilon_x r_{n+1}; \qquad (20.103)$$

$$\bar{u}_n = \varepsilon_y l. \qquad (20.104)$$

ε_x, ε_y определены по формулам (20.91) и (20.92).

По формуле (20.103) можно определить перемещения несущих слоев футеровки в доменной печи и воздухонагревателе, при этом ε_x определяют соответственно по формулам (20.36), (20.68) и (20.69), а величины радиусов подставляют в соответствии с расчетными схемами на рис. 20.39 и 20.43.

7. Расчет эксплуатируемых конструкций ВГД. При необходимости расчета воздухопроводов с заданной конструкцией футеровки вычисление напряжений в кожухе и футеровке ведется методом последовательных приближений с использованием предложенных формул. Обычно достаточно двух-трех пересчетов.

Расчет воздухонагревателей и воздухопроводов горячего дутья современных конструкций с многослойной футеровкой — процесс трудоемкий, если он выполняется вручную. В ЦНИИпроектстальконструкции созданы программы для механизированного расчета современных воздухонагревателей и воздухопроводов горячего дутья на основе приведенных выше формул. С помощью ЭВМ БЭСМ-4 удалось во много раз ускорить процесс расчета. По этим программам расчет, который группа расчетчиков выполняла вручную в течение нескольких месяцев, выполняется в течение 10—15 мин, на составление исходных данных затрачивается 2—4 ч.

20.6. СОВРЕМЕННЫЕ РЕШЕНИЯ ДОМЕННЫХ КОМПЛЕКСОВ

Доменная печь объемом 3200 м³. Первая доменная печь объемом 3200 м³ (рис. 20.48) была запроектирована в 1971 г. и задута в 1972 г. Впервые были применены новые решения:

переход на разливку чугуна и шлака только поворотными или качающимися желобами, что вызвало коренное изменение планировки комплекса и необходимость создания новых решений литейного двора;

круглый литейный двор с кольцевыми кранами, улучшающими обслуживание рабочей площадки печи;

самонесущая безмораторная доменная печь, выполненная по схеме 20.5, *ж*; предусмотрено, что в случае ремонта горна вес верхней части при помощи ложного мораторного кольца передается на колонны горна;

Г-образные рамы здания крепятся к кольцевой балке, опирающейся на колонны печи, число которых увеличено до шести, так как к ним закреплена внутренняя подкрановая балка литейного двора;

колошниковая площадка выполнена круглой, одновременно она использована как кровля литейного двера;

монтажная балка грузоподъемностью 210 т на высоте 60 м с увеличенным пролетом, позволяющим вынести груз за пределы литейного двора. Гибкая опора конца балки компенсирует ее температурное расширение;

два сходящихся наклонных моста, обеспечивающих загрузку высокопроизводительной печи без необходимости создания нового технологического оборудования. Мосты сплошностенчатые открытого сечения, каждый на один скип большой грузоподъемности. Конструкция соединения их оголовков обеспечивает значительное уменьшение усилий, возникающих в конструкции при раздельном решении;

устройство двух мостов привело к коренному изменению здания скиповой и конусной лебедок, выполненному трапециевидным в плане, с многоярусным рамностержневым каркасом, воспринимающим в пространстве большие усилия от тросов обеих лебедок;

воздухопровод горячего дутья большой протяженности, вызывающий при обычном решении значительное температурное перемещение кольцевого воздухопровода. Проектом предусмотрены технические решения предварительного смещения кольцевого воздухопровода, повышающего унификацию длин элементов фурменных приборов, что позволяет сократить простои печи при их смене;

новое положение лифта привело к устройству его горизонтальных закреплений к зданию литейного двора при помощи мощных горизонтальных ферм, служащих одновременно и переходными мостами. Ветровые нагрузки от лифта передаются на каркас здания;

применена высокопрочная сталь 16Г2АФ для колонн горна и вязкая пластичная сталь 09Г2С для кожухов воздухонагревателей и других конструкций, испытывающих переменное воздействие от внутреннего давления;

для защиты металла от коррозии применена новая краска БТ-177.

До 50% общего веса конструкций изготовлено из сталей повышенной прочности.

Рис. 20.48. Доменная печь объемом 3200 м³

Видны круглый литейный двор с Г-образными рамами, круглая колошниковая площадка, монтажная балка с гибкой опорой на конце

Рис. 20.49. Доменная печь объемом 5000 м³

Доменная печь объемом 5000 м³ (рис. 20.49). Проект печи был закончен в 1973 г., первая печь задута в 1974 г. Существенное увеличение объема печи (крупнейшей в мире), а также значительное повышение параметров эксплуатации (давление у фурм 0,5 МПа, давление под колошником 0,3 МПа, температура нагрева дутья 1500° С) обусловили ряд новых технических решений стальных конструкций, обеспечивающих возможность ведения прогрессивного технологического процесса. На эти решения оформлено несколько авторских свидетельств, некоторые из них патентуются за рубежом. Наиболее интересными, определившими повышение технического уровня строительства, являются:

решение доменной печи и литейного двора, в котором отсутствуют колонны печи, а нагрузка от колошникового устройства передается на литейный двор (см. рис. 20.5, *и*). Кровля здания выполнена в виде шатра, передающего вертикальные нагрузки на стойки здания (по его периметру), а горизонтальные — на его вертикальные связи. Распорные усилия, возникающие в шатре, воспринимаются горизонтальными кольцами шатра;

применение высокопрочной стали марки 16Г2АФ для кожуха доменной печи;

применение пентафталевого лака в качестве антикоррозийной защиты стальных конструкций;

бескопровое колошниковое устройство (см. рис. 20.2, 20.49), решение которого учитывает, что вес засыпного аппарата при эксплуатации передается на кожух печи, а все монтажные и ремонтные конструкции закреплены к газоотводам, неравномерный температурный рост которых в этом случае не будет играть отрицательной роли. Обеспечение устойчивости газоотводов достигается системой их взаимных закреплений по высоте;

транспортерная подача материалов на колошник (см. рис. 20.2, *б*), примененная для обеспечения возросшей производительности печи. Транспортер помещен в наклонной трубе, установленной на отдельно стоящие опоры. Нижняя часть сечения трубы использована как вентиляционный воздуховод. Труба изготовлена методом рулонирования;

несмещаемость кольцевого воздухопровода горячего дутья относительно доменной печи, что обеспечивает унификацию длин элементов фурменных приборов и сводит к минимуму простои печи при их замене. Постоянное положение кольцевого воздухопровода достигается его отделением от прямого участка специальным компенсатором новой конструкции. Неуравновешенная нагрузка от внутреннего давления в месте компенсатора погашается мощными тягами. Кольцевой воздухопровод установлен на радиально расположенных катках, позволяющих ему равномерно расширяться по радиусу и закрепляющих его от смещения относительно центра печи;

воздухонагреватели с выносной камерой горения (см. рис. 20.18), обеспечивающие осесимметричное воздействие теплового расширения футеровки. Разность вертикальных деформаций обеих шахт погашается компенсатором, способным работать в условиях высоких температур и повышенного давления. Общий купол над обеими камерами представляет собой сложную пространственную конструкцию, изготовление и монтаж которой впервые осуществлены в отечественном домностроении;

в проекте значительно повышено применение низколегированных сталей (до 60%) и снижены удельные капитальные затраты (до 15%);

для обеспечения высокого качества возведения сооружений в ЦНИИПСКе разработаны специальные технические условия, регламентирующие изготовление, монтаж, испытание и приемку стальных конструкций комплекса;

на кожухе печи предусмотрена постановка измерительной аппаратуры, отражающей действительное напряженное состояние металла в процессе эксплуатации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Александров Н. А.** Скоростная реконструкция комплекса доменной печи. — Пром. стр-во, 1960, № 3.
2. **Андоньев С. М.** и др. Охлаждение доменных печей. М., Металлургия, 1972.
3. **Арутюнов Н. Б., Леонидов Н. К.** Технический прогресс в черной металлургии. Доменное производство. М., Металлургиздат, 1961.
4. **Беляев Б. И.** Разрушение двух воздухонагревателей доменной печи при испытании.—Пром. стр-во, 1960, № 3.
5. **Вольмир А. С.** Устойчивость деформационных систем. М., Наука, 1967.
6. Вопросы прочности цилиндрических оболочек. Сборник переводов иностранных статей под ред. В. М. Доревского. М., Оборонгиз, 1960.
7. **Вихрев И. Д.** Реконструкция доменной печи большого объема методом надвижки. М., Металлургиздат, 1957.
8. **Горшков А. А.** К расчету прочности футеровки сосудов доменного комплекса. — Сб. трудов № 100. МИСИ им. В. В. Куйбышева, 1972.
9. **Горшков А. А.** Расчет многослойных футерованных сосудов доменного комплекса. — Сб. трудов № 118, МИСИ им. В. В. Куйбышева, 1974.
10. Исследование ползучести огнеупоров для воздухонагревателей доменных печей в зависимости от среды от окислительной до восстановительной. Институт механики МГУ/Отчет 1605, 1974.
11. Конструкционная прочность воздухонагревателей доменных печей. Институт механики МГУ/Отчет 1661, 1975.
12. **Канторович З. Б.** Основные расчеты химических машин и аппаратов. М., Машгиз, 1960.
13. **Кан С. Н.** Строительная механика оболочек. М., Машиностроение, 1969.
14. **Кандаков Г. П., Полоз Р. Н.** Расчет на ЭВМ воздухонагревателей доменных печей. — Реферативный сборник. Проектирование металлических конструкций, серия VII, вып. 8, ЦИНИС, 1972.
15. **Кандаков Г. П.** Вопросы проектирования высокотемпературных воздухопроводов горячего дутья доменных печей. — Реферативный сборник. Проектирование металлических конструкций, серия VII, вып. 1, ЦИНИС, 1973.
16. **Ларионов В. В.** Исследование малоциклопрочности сварных соединений строительных сталей при пульсирующем цикле нагрузки. — Проблемы прочности, 1975, № 10.
17. **Леонидов Н. К.** Сооружения и оборудование доменных печей. М., Металлургиздат, 1956.
18. **Леонидов Н. К.** Усовершенствование конструкций доменных печей. М., Металлургиздат, 1961.
19. **Леонтьев Н. Н.** Расчет тонкостенной цилиндрической трубы. Выпуск ОСК-56-1. ЦНИИПСК, 1956.

20. **Любин А. Е., Миллер В. Я.** Конструкции крупнейшей в СССР доменной печи. — Пром. стр-во и инженерные сооружения, 1967, № 6.
21. **Лессиг Е. Н.** Листовые металлические конструкции. М., Стройиздат, 1970.
22. **Лилеев А. Ф., Миллер В. Я., Соколов А. Г.** Стальные конструкции типовых доменных печей объемом 1033, 1386 и 1719 м³. — Строит. промышл., 1957, № 12.
23. **Миллер В. Я.** Новые решения стальных конструкций доменных печей. — Строит. проектир. пром. предприятий, 1961, № 3.
24. **Миллер В. Я.** Реконструкция доменных печей методом надвижки. — Строит. проектир. пром. предприятий, 1962, № 1.
25. **Миллер В. Я.** Специальные стальные конструкции доменных цехов. Проектирование зданий и сооружений металлургических заводов/Под ред. А. И. Кикина. М., Стройиздат, 1963.
26. **Миллер В. Я., Корчагин В. А., Толоконников В. Г.** Стальные конструкции комплекса доменной печи и газоочистки. М., Стройиздат, 1965.
27. **Муханов К. К.** Прикладные методы расчета сопряжений конических оболочек стальных конструкций. Сборник трудов МИСИ им. В. В. Куйбышева. № 7/Под ред. чл.-кор. АН СССР Н. С. Стрелецкого. М., Госстройиздат, 1950.
28. **Муханов К. К.** и др. Исследование малоцикловой прочности различных зон сварных соединений строительных сталей. — Изв. вузов. Строительство и архитектура, 1974, № 6.
29. **Никиреев В. М., Щадурский В. Л.** Практические методы расчета оболочек. М., Стройиздат, 1966.
30. **Скаженник Г. Д.** Здания и сооружения доменных цехов. — Сборник. Проектирование зданий и сооружений металлургических заводов. М., Госстройиздат, 1963.
31. **Сорокин Л. Н.** Работа конструкций доменных печей. М., Металлургия, 1976.
32. Справочник по строительной механике корабля/Под ред. акад. Ю. А. Шиманского. М., Судпромгиз. 1958.
33. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический/Под ред. А. А. Уманского. М., Госстройиздат. 1960.
34. **Тарасов И. Б.** Расчет тонкостенной цилиндрической оболочки газовоздухопровода большого диаметра на воздействие ветровой нагрузки. — Строит. проектир. пром. предприятий. Серия 3, вып. 1. ЦИНИС, 1972.
35. **Тимошенко С. П., Войновский-Кригер С.** Пластины и оболочки. М., Физматгиз, 1963.
36. **Тимофеевич В. С.** Монтаж стальных конструкций. М., Профтехиздат, 1960.
37. **Хамутинников П. С., Драневич Ю. М.** Проектные решения установки газоочистки для заводов черной металлургии — Сталь, 1960, № 7.
38 **Цыфринович А. З.** О снижении трудоемкости монтажа доменных печей. — Монтажные и спец. работы в стр-ве, 1962, № 6.

ГЛАВА 21. ГАЗГОЛЬДЕРЫ

21.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Газгольдеры предназначены для хранения газов и регулирования давления в примыкающих к ним газовых сетях. Газгольдеры делятся на два класса: постоянного и переменного объемов. Частным случаем газгольдера первого класса является ресивер для хранения сжатого воздуха. В табл. 21.1 приведены основные характеристики наиболее употребительных в промышленности газов, обычно хранимых в газгольдерах.

В табл. 21.2 приведены основные характеристики некоторых природных и искусственных горючих газов.

Таблица 21.1. **Основные характеристики наиболее употребительных газов**

Газ	Химическая формула	Молекулярная масса	Плотность, кг/м³	Относительная масса по воздуху при нормальных условиях
Азот	N_2	28,016	1,2505	0,9673
Аммиак	NH_3	17,032	0,7714	0,5967
Аргон	Ar	39,944	1,7839	1,3799
Ацетилен	C_2H_2	26,036	1,1707	0,9055
Бензольные пары	C_6H_6	78,108	3,49	2,7
Бутан (нормальный)	C_4H_{10}	58,12	2,703	2,091
Изобутан	C_4H_{10}	58,12	2,668	2,064
Бутилен	C_4H_8	56,104	2,50	1,93
Водород	H_2	2,016	0,08987	0,06952
Водяной пар	H_2O	18,016	0,804	0,622
Воздух (без CO_2)	—	18,96	1,2928	1
Гелий	He	4,003	0,1785	0,1381
Двуокись серы	SO_2	64,066	2,9263	2,2635
» углерода	CO_2	44,01	1,9768	1,5291
Закись азота	N_2O	44,016	1,978	1,53
Кислород	O_2	32	1,42895	1,1053
Метан	CH_4	16,042	0,7168	0,5545
Неон	Ne	20,183	0,8999	0,6961
Окись азота	NO	30,008	1,3402	1,0367
» углерода	CO	28,01	1,25	0,9669
Пропан	C_3H_8	44,094	2,019	1,562
Пропилен	C_3H_6	42,078	1,915	1,481
Сероводород	H_2S	34,082	1,5392	1,1906
Этан	C_2H_6	30,068	1,356	1,049
Этилен	C_2H_4	28,052	1,2605	0,975

Таблица 21.2. **Основные характеристики некоторых природных и искусственных горючих газов**

Газ и его месторождение	Характеристика	
	плотность, кг/м³	относительная масса по воздуху при нормальных условиях
Природный, чистогазовых месторождений:		
Елшанка (Саратовская область)	0,783	0,605
Бугуруслан	0,892	0,689
Шадава (Зап. Украина)	0,737	0,57
Природный, нефтяных скважин:		
Баку	0,71—1,14	0,55—0,88
Грозный	1,06—0,46	0,82—1,13
Майкоп	0,84—1,23	0,65—0,95
Ишимбаево	1,384	1,07
Искусственные горючие газы:		
водяной	0,6897	0,533
генераторный	1,12—1,18	0,86—0,92
доменный	1,277	0,99

21.2. ГАЗГОЛЬДЕРЫ ПОСТОЯННОГО ОБЪЕМА

Основные определения. Газгольдер постоянного объема (повышенного давления) представляет собой герметический сосуд, в котором увеличение количества хранимого газа происходит благодаря возрастанию давления при неизменном объеме сосуда. Наиболее употребительны газгольдеры постоянного объема: шаровые, цилиндрические вертикальные и цилиндрические горизонтальные. Теоретически наиболее выгодной формой газгольдера постоянного объема является шар, имеющий минимальную поверхность при данном объеме. В табл. 21 3 приведены основные характеристики газгольдеров постоянного объема.

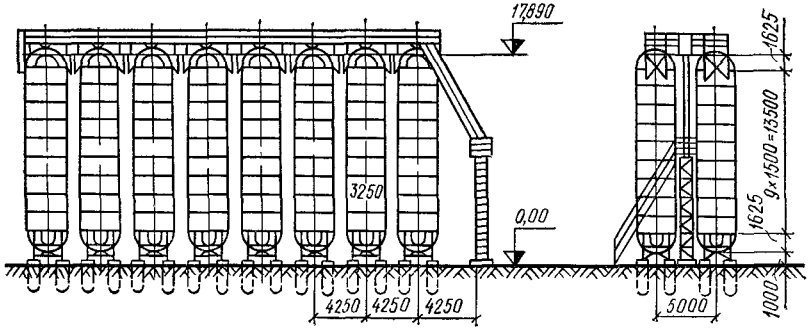


Рис. 21.1. Батарея вертикальных цилиндрических газгольдеров со сферическими днищами

Форма днища цилиндрических газгольдеров может быть сферической, эллиптической и по поверхности с коробовой направляющей. На рис. 21.1 показана батарея вертикальных цилиндрических газгольдеров со сферическими днищами.

Газгольдеры постоянного объема обычно предназначаются для эксплуатации при давлении, превосходящем 0,07 МПа, и поэтому должны проектироваться с учетом требований специальных «Правил устройства и безопасной эксплуатации сосудов, работающих под давлением» (М., Металлургия, 1970), утвержденных Госгортехнадзором СССР и обязательных для всех министерств и ведомств.

Емкость газгольдеров постоянного объема и предельное в них давление регламентируются ГОСТ 5172—63, основные данные которого приведены в табл. 21.4.

Помимо газгольдеров по ГОСТ 5172—63 широкое распространение получили габаритные газгольдеры, размеры которых соответствуют габаритам железнодорожного транспорта при максимально возможном объеме газгольдера. Эти газгольдеры представляют собой цилиндрические сосуды с шаровыми днищами, устанавливаемые вертикально или горизонтально (табл. 21.5).

Стальные емкости, предназначенные для хранения сжиженных газов, независимо от давления и температуры хранения газов относятся к резервуарам.

В связи со строительством газопроводов больших диаметров, давлений и протяженности сооружение газгольдерных станций для коммунального хозяйства утратило свою эффективность. Сооружение отдельных небольших батарей газгольдеров постоянного объема производится только на промышленных предприятиях и в небольшом количестве.

Нагрузки. Внутреннее давление газа в газгольдерах принимается равным номинальному. Размер внутреннего давления колеблется в больших пределах в зависимости от назначения газгольдера и может превосходить 10 МПа.

Нагрузка от давления воды. По нормам Котлонадзора пробное давление при гидравлическом испытании сварных сосудов на заводе-изготовителе и при периодических испытаниях (не реже 1 раза в 6 лет) должно приниматься равным: при рабочем давлении P ниже 0,5 МПа — 1,5 P, но не менее 0,2 МПа; при рабочем давлении $P=0{,}5$ МПа — выше 1,25 P, но не менее $P+0{,}3$ МПа.

Ветровая нагрузка определяется по формуле

$$q = kQ, \qquad (21.1)$$

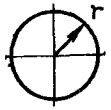
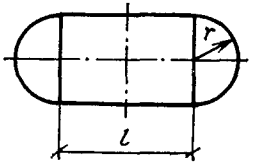
где Q — скоростной напор ветра, определяемый по СНиП в зависимости от географического района; k — аэродинамический коэффициент, принимаемый: для шарового газгольдера 0,7, а для цилиндрического — поперек оси 0,8 и вдоль оси 0,9.

Для высоких газгольдеров с периодом собственных колебаний более 0,25 м ветровую нагрузку следует определять по соответствующим указаниям СНиП.

Температурные нагрузки учитывают при отсутствии возможности свободных температурных деформаций; они зависят от разности температур в момент монтажа и возможной предельной температуры. Разность температуры зависит от климатического пояса и принимается в соответствии с указаниями СНиП II-6-74.

Монтажные нагрузки и усилия, возникающие при транспортировании конструкций, учитываются в расчете отдельных деталей, на которые газгольдер опирается при

Таблица 21.3. **Основные геометрические характеристики газгольдеров постоянного объема**

Геометрическая форма	Схема	Характеристики				
		объем V	поверхность S	радиус равного по объему шара	отношение поверхности к поверхности равного по объему шара	удельная масса оболочки[1]
Шар		$\frac{4}{3}\pi r^3$	$4\pi r^2$	r	1	$\frac{3\gamma P}{2[\sigma]\varphi} = g_c$
Цилиндр с шаровым днищем	$n = l/r$ 	$\pi r^2\left(\frac{4}{3}r + l\right) = \pi r^3\left(\frac{4}{3} + n\right)$	$2\pi r\,(2r + l) = 2\pi r^3\,(n+2)$	$r\sqrt[3]{1 + \frac{3}{4}n}$	$\frac{\frac{n}{2} + 1}{\sqrt[3]{\left(1 + \frac{3}{4}n\right)^2}}$	$\frac{1+n}{1+0{,}75\,n}\,g_c$

[1] Удельная масса оболочки определяется как расход массы оболочки на единицу объема газа в сосуде при атмосферном давлении.

Обозначения: P — избыточное внутреннее давление, МПа; γ — плотность стали, кг/м³; $[\sigma]$ — допускаемое напряжение на растяжение, МПа; φ — коэффициент прочности сварного шва; g_c — удельная масса сферической оболочки, кг/см³.

Таблица 21.4. **Вместимость цилиндрических газгольдеров постоянного объема и предельное давление (ГОСТ 5172—63)**

Тип газгольдера	Номинальный объем газгольдера, м³, при давлении, МПа				Габаритные размеры газгольдеров, мм							
					внутренний диаметр при давлении, МПа				длина цилиндра при давлении, МПа			
	0,4	0,7	1	1,8	0,4	0,7	1	1,8	0,4	0,7	1	1,8
Горизонтальные (ГГ)	—	—	—	30	—	—	—	3250	—	—	—	4 730
	—	—	—	40	—	—	—	3250	—	—	—	6 210
	—	—	—	50	—	—	—	3250	—	—	—	7 690
	100	100	100	100	3250	3250	3250	3250	13 610	13 610	13 610	13 610
	210	210	—	—	3250	3250	—	—	26 900	26 900	—	—
	500	500	—	—	5700	5700	—	—	21 980	21 980	—	—
	1000	—	—	—	5700	—	—	—	41 220	—	—	—
	2000	—	—	—	7600	—	—	—	47 560	—	—	—
	2500	—	—	—	7600	—	—	—	56 440	—	—	—
Вертикальные (ГВ)	—	—	—	30	—	—	—	3250	—	—	—	4 780
	—	—	—	40	—	—	—	3250	—	—	—	6 210
	—	—	—	50	—	—	—	3250	—	—	—	7 690
	100	100	100	100	3250	3250	3250	3250	13 610	13 610	13 610	13 610
	210	210	—	—	5700	5700	—	—	10 140	10 140	—	—
	500	500	—	—	5700	5700	—	—	21 980	21 980	—	—
	1000	—	—	—	7600	—	—	—	25 360	—	—	—
Шаровые (ГШ)	100	100	100	100	5 700	5 700	5700	5700	—	—	—	—
	230	230	—	—	7 600	7 600	—	—	—	—	—	—
	450	450	—	—	9 500	9 500	—	—	—	—	—	—
	600	600	—	—	10 500	10 500	—	—	—	—	—	—
	1000	1000	—	—	12 400	12 400	—	—	—	—	—	—
	2000	2000	—	—	15 640	15 640	—	—	—	—	—	—
	2500	—	—	—	16 840	—	—	—	—	—	—	—

Таблица 21.5. **Основные характеристики габаритных газгольдеров**

Характеристика	Единица измерения	3250; 16750	22750; 3250; 12000			3250; 4750
Давление:						
в газгольдере	МПа	0,7	0,7	0,8	1,2	1,8
в сети	»	1	1	1	1	1
Диаметр	мм	3250	3250	3250	3250	3250
Длина	»	16 750	22 750	22 750	22 750	4750
Толщина стенки:						
цилиндра	»	12	12	12	15	24
сферы	»	8	8	8	10	20
Геометрический объем V_0	м³	128	177	177	177	30
Наружная поверхность S_0	м²	155	210	210	210	—
S_0/V_0	1/м	1,21	1,19	1,19	1,19	—
Марка стали	—	Ст3	Ст3	Ст3	15ХСНД	15ХСНД
Коэффициент запаса прочности оболочки:						
цилиндра	—	3,5*	3,5*	4	4	—
сферы	—	—	—	—	3,5	—
Коэффициент прочности сварного шва φ	—	0,85	0,85	1	1	1
Объем газа $V=P_{макс}\ V_0$	м³	896	1239	1416	2124	540
Расход стали (масса):						
на оболочку	т	15,9	21,2	21,62	27,6	8,43
на прочие элементы	»	1,2	1,5	1,39	0,32	1,32
Всего	—	17,1	22,7	23,01	27,92	9,75
Расход стали на единицу объема газа V (удельная масса):						
на оболочку	кг/м³	17,8	17,1	15,2	13	15,6
на прочие элементы	»	1,34	1,21	1	0,2	0,25
Всего	—	19,14	18,31	16,2	13,2	18

* Согласно ГОСТ 14249—73 (Сосуды и аппараты. Нормы и методы расчета на прочность), опубликованному взамен РТМ 42-62, запас прочности с учетом всех указаний составляет около 3,5.

перевозке или при перекатке во время монтажа. К этой категории относятся нагрузки, возникающие при монтаже в случае эксцентричного опирания газгольдера.

Материал для изготовления газгольдеров должен применяться в соответствии с «Правилами устройства и безопасной эксплуатации сосудов, работающих под давлением». Помимо указанных там сталей, для элементов газгольдеров, работающих под давлением (оболочек, днищ, крышек, фланцев и пр.), могут применяться низколегированные конструкционные стали по ГОСТ 380—71* и 5520—69* при условии согласования в каждом отдельном случае с Государственным комитетом (или Государственной инспекцией) по надзору за безопасным ведением работ в промышленности.

Этими же правилами следует руководствоваться при проектировании сварных швов и выборе расчетного коэффициента прочности шва φ.

В настоящее время применяются только сварные соединения элементов газгольдеров.

Материал для лестниц и обслуживающих площадок такой же, как и для этих конструкций в мокрых газгольдерах.

Предел текучести ($\sigma_т$) и временное сопротивление ($\sigma_в$) стали, учитываемые при расчете по формулам Госгортехнадзора СССР, принимаются по ГОСТ 380—71* и ГОСТ 5520—69*.

Конструкция и расчет. Оболочки газгольдеров постоянного объема рассчитывают по методу, принятому в правилах Госгортехнадзора СССР, т. е. по допускаемым напряжениям.

Обозначения, принимаемые в расчетах прочности: p — избыточное внутреннее давление, МПа; $\delta_ц$ — толщина цилиндрической оболочки, см; $\delta_с$ — толщина сферической оболочки, см; D — диаметр оболочки, см; $[\sigma_р]$ — допускаемое напряжение на растяжение, МПа; $[\sigma_и]$ — то же, на изгиб, МПа; y — фактор формы днища, принимаемый по данным табл. 21.6; c — прибавка к толщине

Таблица 21.6. Значение фактора формы днища y при расчете по методике Госгортехнадзора

h/D	Глухое днище или рассчитываемое как глухое	Днища с лазовыми или иными отверстиями $(e+d)/D$ (см. рис. 21.4)						
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
0,2	2	2,05	2,2	2,4	2,6	2,75	2,9	3,1
0,22	1,65	1,8	2	2,15	2,3	2,5	2,7	2,85
0,24	1,4	1,6	1,75	1,95	2,1	2,3	2,5	2,65
0,25	1,3	1,5	1,65	1,85	2,05	2,2	2,4	2,6
0,26	1,25	1,4	1,6	1,75	1,95	2,15	2,3	2,5
0,28	1,1	1,3	1,45	1,6	1,8	2	2,2	2,4
0,3	1	1,15	1,35	1,5	1,7	1,9	2,05	2,25
0,4	0,75	0,9	1,05	1,2	1,4	1,6	1,75	1,95
0,5	0,75	0,9	1,05	1,2	1,4	1,6	1,75	1,95

по нормам Госгортехнадзора СССР, учитывающая коррозию и минусовый допуск по толщине стальных листов, см; φ — коэффициент прочности сварных швов, равный отношению расчетного сопротивления сварного шва к расчетному сопротивлению основного металла; $\sigma_в$ — временное сопротивление при температуре 20° С, МПа; $\sigma_т$ — условный предел текучести (0,2%) при рабочей температуре, МПа; $\rho_в$ — внутренний радиус выпуклой части днища, см.

21.2.1. Шаровые газгольдеры

Необходимая толщина оболочки $\delta_с$ шарового газгольдера (рис. 21.2) определяется по внутреннему давлению

$$\delta_с \geqslant \frac{pD}{4[\sigma_р]\varphi} + c, \qquad (21.2)$$

где $[\sigma_р] = \sigma_в/3{,}5$.

Кроме того, оболочка должна быть рассчитана на гидростатическое давление при испытании газгольдера наливом воды аналогично расчету сферических резервуаров (см. гл. 22) с проверкой местных напряжений у опорного кольца.

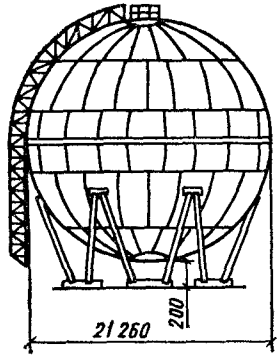


Рис. 21.2. Шаровой газгольдер постоянного объема

В Советском Союзе разработан наиболее совершенный метод монтажа и сварки шаровых резервуаров и газгольдеров. Он заключается в том, что вначале оболочка газгольдера собирается на прихватках, причем сборка ее производится на специальном устройстве, называемом манипулятором. Оболочка опирается на ролики манипулятора, приводимые в движение мотором. Благодаря вращению роликов оболочка газгольдера может вращаться в любом направлении. Для сварки оболочки один сварщик располагается снаружи, на верху оболочки, другой — внизу; так они могут при вращении оболочки сваривать швы, не сходя с места. Чтобы разместить манипулятор под оболочкой, опорные стойки газгольдера приняты вертикальными, касающимися наружной поверхности шара. Манипулятор после сварки оболочки разбирают и удаляют для повторного использования.

Для образования оболочки из отдельных листов применяют два наиболее часто встречающихся способа раскроя: по меридианам и параллелям (рис. 21.3, *а*) и «футбольный» (рис. 21.3, *б*).

Ввиду значительной нагрузки, приходящейся на опору от налива воды при испы-

тании, число стоек в опоре обычно принимают больше необходимых трех; при этом оси стоек во избежание слагающих усилий, нормальных оболочке, направляют по касательным к оболочке. Эти оси будут вертикальными при опирании по большому кругу

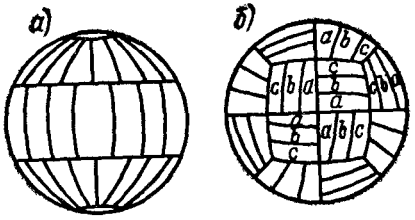


Рис. 21.3. Раскладка листов и лепестков на шаровой поверхности

а — трехпоясная меридиональная; *б* — «футбольная»

и наклонными при опирании по малому параллельному кругу. Для восприятия распора предусматривается кольцевое ребро жесткости при несовпадении осей стоек опоры с касательной к оболочке. Опоры газгольдеров рассчитывают по методу предельных состояний. Расчетной комбинацией нагрузок для опор является: 1) нагрузка от массы воды при испытании и нагрузка от ветра средней интенсивности (с коэффициентом сочетания 1); 2) нагрузка от ураганного ветра по СНиП (с коэффициентом сочетания 0,9).

21.2.2. Цилиндрические газгольдеры

Цилиндрический газгольдер (см. рис. 21.1) состоит из цилиндрической части и двух днищ, которые чаще всего выполняются в виде полусфер, хотя возможны днища другой формы, например, эллиптические или по поверхности с направляющей коробовой кривой (рис. 21.4). Толщины оболочек определяются по формулам Госгортехнадзора СССР:

для цилиндрической части

$$\delta_ц = \frac{pD}{2{,}3\,[\sigma_р]\,\varphi} + c, \qquad (21.3)$$

где $[\sigma_р] = \sigma_в/4$;

для днища любой формы (рис. 21.4 и табл. 21.5, 21.6)

$$\delta_с = \frac{pD_y}{2\,[\sigma_р]\,\varphi} + \varepsilon; \qquad (21.4)$$

$$\delta_с = \frac{pD}{4\,[\sigma_р]\,\varphi} + \varepsilon, \qquad (21.5)$$

где $\varepsilon = 0{,}2 + c$; $[\sigma_р] = \sigma_в/3{,}5$;

$[\sigma_и] = \sigma_в/2{,}5$.

Для центрального отверстия принимается $\varepsilon = 0$.

Если есть несколько отверстий, то значение фактора формы y определяется в соответствии с наибольшим отношением:

$$\frac{l_1 + d_1}{D} \text{ или } \frac{l_2 + d_2}{D}.$$

Днища с вырезами рассчитываются как целые в следующих случаях: а) при полностью укрепленных вырезах; б) при неукреп-

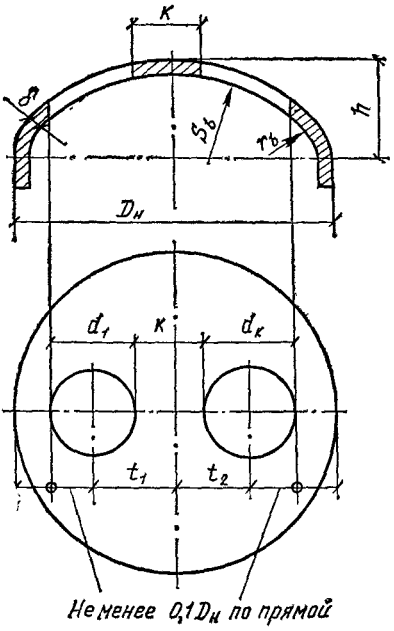


Рис. 21.4. Схема сферического днища цилиндрического газгольдера постоянного объема

ленном вырезе, если край выреза отстоит от края днища не менее чем на 0,1 $D_н$ (по проекции) и вырез имеет наибольшую ось, меньше или равную 4 δ; в) при неукрепленном вырезе, расположенном в области дуги, если наибольшая ось этого выреза не превосходит δ.

Вертикальный цилиндрический газгольдер кроме проверки по формуле (21.5) должен быть проверен на давление воды при испытании по формулам, применяемым при расчете резервуаров (гл. 22). Стойки опор могут быть направлены по образующим цилиндрической оболочки (рис. 21.5) или упираться в сферическое днище. В последнем случае должно быть предусмотрено кольцо жесткости в плоскости опорного круга. Расчетные комбинации нагрузок для опор вертикального газгольдера те же, что для шарового.

Горизонтальный цилиндрический газгольдер современного типа (рис. 21.6) имеет две опоры, расположенные на некотором расстоянии от конца по схеме двухконсольной балки.

В оболочке на опорах устраиваются специальные кольца жесткости. Кроме определения толщины оболочки по формулам (21.3)—(21.5) производится контрольная

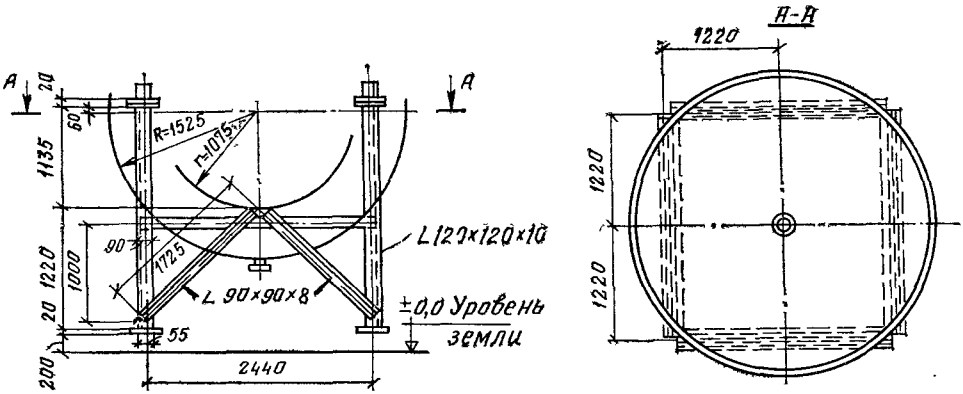


Рис. 21.5. Узел опирания вертикального газгольдера постоянного объема

проверка оболочки с учетом изгиба, вызываемого собственной массой:

$$\left(\sigma_1 - \frac{\sigma_2}{\varphi_1} - \sigma_н^в\right)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{\varphi_1} + \sigma_н^в - \sigma_3\right)^2 \leqslant 2\left(\frac{\sigma_т}{1,4}\right)^2, \qquad (21.6)$$

где

$$\sigma_1 = (pD)/2\delta; \qquad (21.7)$$

$$\sigma_2 = \frac{pD^2}{4\delta(D+\delta)}; \qquad (21.8)$$

$$\sigma_3 = p/2; \qquad (21.9)$$

$$\sigma_н^в = \frac{M}{w_{нт}}. \qquad (21.10)$$

Здесь M — изгибающий момент в оболочке, рассматриваемой как балка; $w_{нт}$ — момент сопротивления нетто поперечного сечения оболочки (кольца).

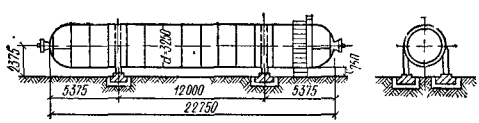


Рис. 21.6. Горизонтальный цилиндрический газгольдер постоянного объема

Так как гибкая оболочка передает лишь касательные усилия, опорное кольцо рассчитывают по схеме, приведенной на рис. 21.7. Сечение кольца жесткости газгольдера, предназначенного для эксплуатации при давлении 1,2 МПа, показано на рис. 21.8, *а*; конструкция сопряжения опорного кольца и стойки дана на рис. 21.8, *б*.

Наибольший диаметр некрепленых отверстий, допускаемый в подвержениых внутреннему давлению цилиндрических сосудах, определяется по формуле

$$d_{ом} = 8,1\sqrt[3]{D\delta(1-k)}, \qquad (21.11)$$

но не более 0,6 D и 200 мм, где

$$k = \frac{pD}{2,3[\sigma_р]\delta}; \qquad (21.12)$$

но не более 0,99;

$d_{ом}$, D и δ, мм

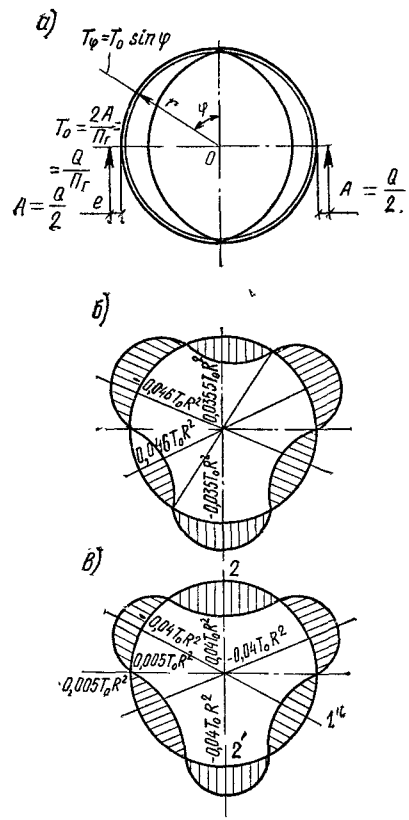


Рис. 21.7. Эпюра моментов опорного кольца горизонтального газгольдера

а — схема усилий; *б* — эпюра моментов при $e=0$; *в* — эпюра моментов при $e=0,0342$

Укрепление отверстия (рис. 21.8, *в*) диаметром $d > d_{ом}$ будет удовлетворять требованиям прочности, если площадь сечения металла в пределах прямоугольника *АБВГ* (с учетом сечения сварных швов) за вычетом сечения металла на коррозию (заштриховано), соответствующего толщине, необходимой для восприятия внутреннего давления, будет не менее площади $2d\delta$ минус площадь *МНРО*, равная $d_{ом}\delta$.

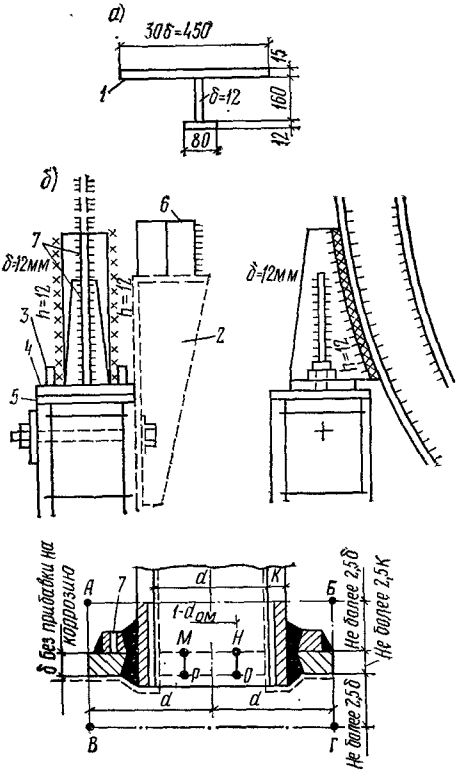


Рис. 21.8. Детали конструкции горизонтального газгольдера и схема укрепления отверстия

а — сечение кольца жесткости; *б* — опорный столик; *в* — расчетная схема укрепления отверстия; *1* — оболочка газгольдера; *2* — съемный монтажный столик; *3* — штырь $D=20$ мм; *4* — полоса сечением 280×20 мм; *5* — полоса сечением 300×20 мм; *6* — уголок 120×120×12 мм; *7*—контрольное отверстие

Технические характеристики. Обозначения, принятые в формулах: V_0 — геометрический объем газгольдера, м³; V_1 — полезный объем газгольдера (отдача газа в сеть при давлении p_1), м³; p_0 — давление газа в газгольдере, МПа; p_1 — давление газа после редукционного вентиля, МПа; $l=\alpha D$ — длина цилиндрической части газгольдера, см; Q — абсолютная масса газгольдера, кг; q — расход металла на 1 м³ хранимого газа, кг/м³ (удельный расход металла); γ — плотность стали, кг/см³. Остальные обозначения те же, что и в формуле (21.4).

Полезный объем газгольдера

$$V_1 = V_0 \frac{p_0 - p_1}{p_1}. \qquad (21.13)$$

Откуда:

для сферического газгольдера

$$Q = \pi D^2 \delta\gamma; \qquad (21.14)$$

$$q = \frac{Q}{V_1} = \frac{\sigma\gamma}{D}\left[\frac{D(p_0-1)}{4[\sigma_p]\varphi} + c\right]\frac{p_1}{p_0-p_1}; \qquad (21.15)$$

для цилиндрического газгольдера

$$Q = \pi D^2 (\alpha\delta_ц + \delta_с)\gamma; \qquad (21.16)$$

$$V_1 = \frac{\pi D^3}{2}\left(\frac{\alpha}{2} + \frac{1}{3}\right)\frac{p_0 - p_1}{p_1}; \qquad (21.17)$$

$$q = \frac{Q}{V_1} = \frac{2\gamma}{D\left(\frac{\alpha}{2} + \frac{1}{3}\right)}\left[\frac{pD}{[\sigma_p]\varphi} \times \left(\frac{\alpha}{2,3} + \frac{1}{4}\right) + \alpha c + \varepsilon\right]\frac{p_1}{p_0 - p_1}. \qquad (21.18)$$

Удельный расход металла не зависит от вместимости газгольдера, как это видно из формул (21.15) и (21.18) при $c=0$ и $\varepsilon=0$. Абсолютный вес газгольдера в функции от диаметра D и геометрического объема газгольдера V_0:

$$Q = \gamma\delta_ц\left(\frac{4V_0}{D} - \frac{2}{3}\pi D^2\right) + \pi D^2 \delta_0 \gamma = \gamma\frac{pD}{2,3[\sigma_p]\varphi}\left(\frac{4V_0}{D} - \frac{2}{3}\pi D^2\right) + \gamma\pi D^2 \frac{pD}{4[\sigma_p]\varphi}. \qquad (21.19)$$

21.3. ГАЗГОЛЬДЕРЫ ПЕРЕМЕННОГО ОБЪЕМА

Основные определения. Газгольдеры переменного объема (постоянного давления) подразделяются на газгольдеры с водяным бассейном (мокрые газгольдеры) и газгольдеры цилиндрические поршневые (сухие газгольдеры). Изменение объема мокрого газгольдера, наполняемого газом, осуществляется телескопическим выдвижением звеньев сосуда и вдвижкой их обратно по мере расходования газа. Нижняя неподвижная часть газгольдера с днищем образует резервуар. Давление в газгольдере поддерживается (4—5 кПа) пригрузкой и весом выдвигаемых звеньев оболочки. Необходимая герметичность соединения соседних звеньев газгольдера достигается устройством специальных водяных затворов между ними (рис. 21.9). Вместимость сухих газгольдеров изменяется при помощи поршня (шайбы), перемещающегося в газгольдере.

Проектирование газгольдеров переменного объема производится в соответствии с указаниями специальных технических условий; такие газгольдеры рассчитывают по методу предельных состояний, при этом должны учитываться положения СНиП II-В.3-72.

Материал. В соответствии с требованиями «Технических условий проектирования стальных конструкций мокрых газгольдеров» применяются следующие марки стали:

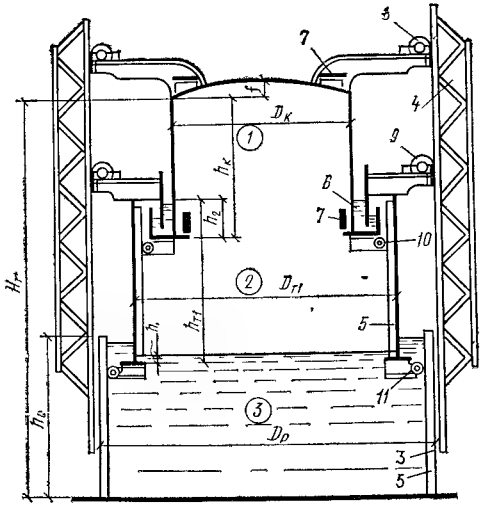


Рис. 21.9. Схема двухзвенного мокрого газгольдера

1 — колокол; *2* — телескоп; *3*—резервуар; *4*—внешние направляющие; *5* — внутренние направляющие; *6* — водяной затвор; *7* — пригрузка; *8*—верхний ролик колокола; *9* — верхний ролик телескопа; *10* — нижний ролик колокола; *11* — нижний ролик телескопа

1) для оболочки резервуара и подвижных звеньев в районах с расчетной температурой ниже —30° — ВСт3 по ГОСТ 380—71* с дополнительными гарантиями загиба в холодном состоянии (п. 19, д) и ограничениями отклонении по химическому составу согласно п. 16; в районах с расчетной температурой до —30° — ВСт3пс по ГОСТ 380—71* с дополнительными гарантиями загиба в холодном состоянии (п. 19, *д*) и ограничениями отклонений по химическому составу (п. 16);

2) для прочих расчетных элементов — ВСт3кп по ГОСТ 380—71* с дополнительными гарантиями загиба в холодном состоянии (п. 16);

3) для конструктивных нерасчетных элементов — СтО по ГОСТ 380—71*.

Для нижних поясов резервуаров газгольдеров объемом 3000 м³ и более рекомендуется применять сталь повышенного качества (09Г2С и др. по ГОСТ 19282—73).

Для стыковых швов, работающих на растяжение в конструкциях из стали Ст3 (при электродах типа Э-42А) и из сталей повышенной прочности (09Г2С и др. при электродах типа Э-50А), желательно применение повышенных методов контроля сварки, что позволяет принять коэффициент сварного шва $\varphi=1$.

В табл. 21.7 приведены значения коэффициента прочности сварных швов φ в зависимости от марки свариваемой стали и характера работы сварных швов.

Таблица 21.7. Коэффициент прочности сварных швов φ

Сварной шов и характер его работы	Значение φ при марке свариваемой стали	
	Ст3	09Г2С
Встык при работе:		
на сжатие	1	1
на растяжение при автоматической сварке, а также при ручной сварке с повышенными методами контроля качества швов	1	1
на растяжение при ручной сварке нормального качества	0,856	0,861
на срез	0,619	0,608
Внахлестку (при сварке непрерывными швами обеих кромок при высоте швов, равной полной толщине стальных листов)	1	0,965

Ролики изготовляют из чугуна марки не ниже СЧ 15-32 с последующей обработкой плоскостей качения и осевого отверстия сталью ВСт3 по ГОСТ 380—71*. Оси роликов должны быть выполнены из стали ВСт5 по ГОСТ 380—71*.

Нагрузки. Газгольдеры рассчитывают на нормативные нагрузки с коэффициентом перегрузки n:

1) собственная масса конструкции (по чертежам), $n=1{,}1$;

2) давление газа под колоколом от 1,5 до 5 кПа, $n=1{,}2$;

3) давление воды в резервуаре, $n=1{,}1$;

4) полезная (временная) нагрузка на обслуживающие площадки и лестницы 2 кН/м², $n=1{,}2$;

5) снег на колоколе: на всей крыше или на половине крыши колокола интенсивностью, соответствующей данному району строительства, согласно СНиП II-6-74, но не меньше 1 кН/м² (III район), $n=1{,}4$.

Нагрузка от снега на всей крыше, несмотря на сферическую поверхность, не уменьшается; при расчете на односторонний снег снеговую нагрузку умножают на дополнительный коэффициент $n=0{,}8$;

6) ветровую нагрузку определяют по формуле (21.1) с аэродинамическим коэффициентом 0,7 и $n=1{,}2$.

При этом различают два значения ветровой нагрузки: дополнительная I, для которой скоростной напор ветра принимается по СНиП II-6-74, в соответствии с районом строительства, но не менее 0,7 кН/м² для типовых проектов и дополнительная нагрузка II, для которой скоростной напор ветра принимают по табл. 21.8;

7) сейсмические силы определяют согласно указаниям СНиП II-А.12-69; значение сейсмической нагрузки разрешается определять по упрощенной формуле:

$$S = Q_i\, k_c\, a, \qquad (21.20)$$

Таблица 21.8. **Скоростной напор ветра, кН/м²**

Высота сооружения, м	Для географических районов	
	I и II	III
До 50	100	150
Более 50	150	200

где S — сейсмическая нагрузка, которая принимается действующей: для расчета корпуса и направляющих — горизонтально, для кольцевых площадок — вертикально, для болтов крепления и анкерных — на срез или на отрыв; Q_i — вес конструкций или отдельных ее частей и пригрузок и вес временных вертикальных нагрузок (снег) принимаются по нормативным значениям без коэффициентов перегрузки, а значения временных нагрузок берутся, кроме того, со специальным коэффициентом сочетания 0,8; k_c — сейсмический коэффициент для данной местности строительства, принимаемый по табл. 2 СНиП II-А.12-69; a — коэффициент, зависящий от динамических свойств сооружения или его частей, принимаемый условно равным: 1) для корпуса и направляющих газгольдера при отношении высоты к диаметру 4 и менее $a=1$; при отношении высоты к диаметру более 4: у верха сооружения $a=1{,}5$, а у обреза фундамента $a=1$ на промежуточных уровнях по линейной интерполяции; 2) для жестких соединений отдельных частей сооружений (креплений стропил к корпусу колокола, креплений площадок и т. п. при расчете без учета временных нагрузок) $a=5$.

Дополнительная сейсмическая нагрузка от воды на расстоянии y от рассматриваемого уровня

$$S_д k_c \gamma_y \varepsilon, \qquad (21.21)$$

где k_c — сейсмический коэффициент для данной местности, принимаемый по табл. 2 СНиП II-А.12-69; γ — плотность воды ($\gamma=1$ т/м³); ε — коэффициент, зависящий от отношения диаметра резервуара (D) к его высоте (h), принимаемый соответственно:

При $D/h=0{,}5$	1	1,5	2	3 и более
$\varepsilon=0{,}4$	0,7	0,8	0,9	1

При расчетах следует применять сочетания нагрузок:

основные — собственная масса, давление газа и воды, полный или односторонний снег, временные нагрузки на площадке;

дополнительные: а) нагрузки основные с односторонней снеговой нагрузкой, ветровая нагрузка (дополнительная I), температурные воздействия, монтажные воздействия; б) нагрузки основные без учета снеговой нагрузки, ветровая нагрузка (дополнительная II);

особые — нагрузки от собственной массы, веса воды и снега, сейсмические инерционные силы.

Коэффициенты сочетания нагрузок принимаются по СНиП II-6-74.

При расчете газгольдеров учитывается коэффициент условий работы $m=1$, за исключением случаев, когда принимаются иные значения:

для корпуса водяного резервуара газгольдера . . . . . $m=0{,}8$
для внешних вертикальных направляющих . . . . . $m=0{,}9$
для сжатых основных элементов купола колокола (ноги стропил, пояс жесткости) . . . . . $m=0{,}9$

При расчете на прочность и деформативность с учетом сейсмических сил помимо обычных коэффициентов условий работы принимается специальный коэффициент условий работы:

для конструкций стальных . . . $m=1{,}4$
» » бетонных и железобетонных . . . . . $m=1{,}2$
для конструкций предварительно-напряженных железобетонных . . $m=1$

21.3.1. Мокрые газгольдеры с внешними вертикальными направляющими

Мокрый газгольдер (см. рис. 21.9) состоит из водяного бассейна (резервуара); подвижного колокола, имеющего, герметически плотные крышу и стенки; телескопа — одного или нескольких подвижных цилиндров без днищ, выдвигающихся из резервуара после полного подъема колокола; направляющих, служащих для перемещения (на роликах) подвижных частей газгольдера, лестниц и площадок. В зависимости от числа подвижных звеньев, включая колокол, газгольдер называют однозвенным, двухзвенным и т. д.

В табл. 21.9 и 21.10 приведены основ-

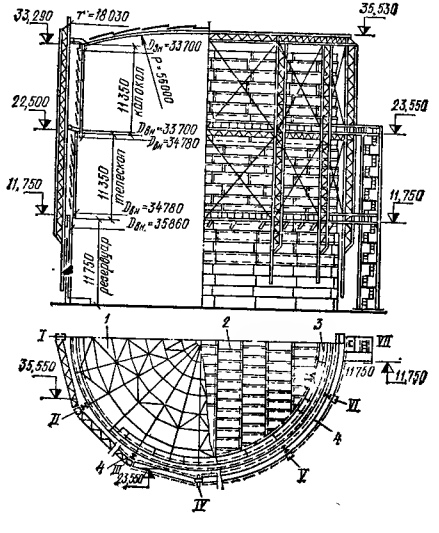


Рис. 21.10. Двухзвенный мокрый газгольдер объемом 20 тыс. м³

1 — несущая конструкция кровли; *2* — настил кровли δ=3 мм; *3* — крайние листы δ=10 мм; *4* — рифленая сталь δ=6 мм

Таблица 21 9 **Основные размеры и масса типовых мокрых газгольдеров с вертикальными направляющими объемом 100—6000 м³**

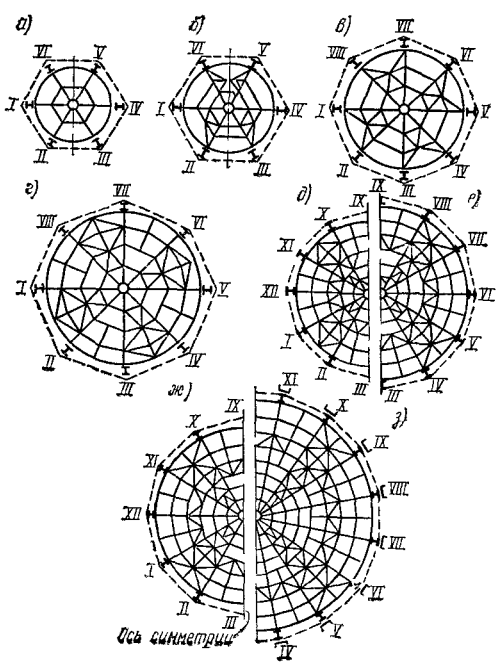
Основные параметры	Единица измерения	Объем газгольдера, м³					
		100	300	600	1000	3000	6000
Полезный объем	м³	109	321	635	1045	3060	6072
Число звеньев	шт	1	1	1	1	1	1
$D_р$	мм	7400	9300	11 480	14 500	21 050	26 900
$D_к$	»	6600	8500	10 680	13 700	20 250	26 100
ρ	»	12 500	12 500	20 500	20 500	39 000	39 000
$H_г$	»	6210	11 150	14 030	14 030	18 850	22 600
$D_р/H_г$	»	1,19	0,83	0,82	1,03	1,12	1,19
$h_р$	»	3450	5920	7390	7390	9800	11 750
$h_к$	»	3240	5710	7140	7140	9550	11 450
f	»	443	745	708	1178	1337	2248
h_1	»	50	50	50	50	50	100
h_2	»	—	—	—	—	—	—
Число направляющих							
внешних	шт	6	6	8	8	12	12
внутренних	»	6	6	8	16	24	24
$f/D_к$	—	$\frac{1}{14,9}$	$\frac{1}{11,4}$	$\frac{1}{15,1}$	$\frac{1}{11,6}$	$\frac{1}{15,2}$	$\frac{1}{11,6}$
Угол наклона стропил	град, сек	15,18	19,53	15,06	19,31	15,05	19,33
Общая масса типа							
I	т	13 98	25,32	38,65	54,6	117,44	205,68
II	»	—	—	—	—	116,93	200,53
III	»	—	—	—	—	113,59	190,52
Шифр типового проекта	—	7-07-01	7-07-02	7-07-03	7-07-04	7-07-05	7-07 06

Примечание Типы I, II, III отличаются марками стали (по ГОСТ 380—71) и качеством сварных швов

I тип — ВСт3сп, качество швов нормальное (φ=0,95),

II тип — материал тот же, качество швов повышенное (φ=1),

III тип — стенки резервуара из стали 09Г2С, остальные конструкции по типу I



ные параметры мокрых газгольдеров объемом от 100 м³ до 30 тыс м³ Общий вид двухзвенного газгольдера объемом 20 тыс. м³ показан на рис 21 10, схемы стропил купола типовых газгольдеров даны на рис 21 11. Марка газгольдера соответствует номинальному объему его, т. е. полезного объема, который может быть использован при эксплуатации

Полезный объем газгольдера может быть определен по формулам

для однозвенных газгольдеров

$$V_1 = \frac{\pi D^2 k}{4}(h_к - h_1); \qquad (21\ 22)$$

для двухзвенных газгольдеров

$$V_2 = \frac{\pi D_к^2}{4} h_к + \frac{\pi D_т^2}{4}(h_т - h_1 - h_2); \qquad (23\ 23)$$

Рис 21 11 Схема стропил кровли колокола типовых газгольдеров, м³

а — 100, *б* — 300, *в* — 600, *г* — 1000 *д* — 3000 *е* — 10 000, *ж* — 15 000 *з* — 30 000 и 50 000 м³ (нетиповой)

Таблица 21.10. **Основные размеры и масса типовых мокрых газгольдеров с вертикальными направляющими объемом 10 000—30 000 м³**

Основные параметры	Единица измерения	Объем газгольдеров, м³			
		10 000	15 000	20 000	30 000
Полезный объем	м³	10 078	15 144	20 280	30 360
Число звеньев	шт.	2	2	2	2
$D_р$	мм	28 140	31 770	35 860	43 600
$D_т$	»	27 120	30 110	34 780	42 500
$D_к$	»	26 100	29 050	33 700	41 400
ρ	»	39 000	56 000	56 000	75 000
$H_r—r$	»	27 440	33 290	33 290	33 210
$D_р/H_r$	»	1,02	0,93	1,08	1,31
$h_р$	»	9 800	11 750	11 750	11 750
$h_т$	»	9 400	11 350	11 350	11 330
$h_к$	»	9 400	11 350	11 350	11 330
f	»	2 248	1 916	2 595	2 913
h_1	»	100	100	100	120
h_2	»	560	560	560	560
Число направляющих:					
внешних	шт.	12	12	12	16
внутренних	»	24	24	24	32
$f/D_к$	—	1/11,6	1/15,2	1/13	1/14,2
Угол наклона стропил	град. сек	19,38	15,02	17,31	16,01
Масса конструкций газгольдера при различных сочетаниях нагрузок:					
снег 1 кН/м², ветер 0,7 кН/м²	т	293,52	368,50	447,22	587,47
» 1 » » 1 »	»	293,87	374,88	448,03	591,87
» 1,5 » » 0,7 »	»	296,49	378,26	455,60	610,26
» 1,5 » » 1 »	»	296,84	382,24	457,05	618,73
» 2 » » 0,7 »	»	301,48	387,35	470,87	643,01
» 2 » » 1 »	»	302,1	391,5	475,51	651,36
Шифр типового проекта	—	707-2-1	707-2-2	707-2-3	707-2-4

Примечания: 1. Типовые проекты введены в действие с 1 февраля 1973 г.
2. Альбомы типовых проектов металлоконструкций выполнены в рабочих чертежах стадии КМ.

для трехзвенных газгольдеров

$$V_з = \frac{\pi D_к^2}{4} h_к + \frac{\pi D_т^2}{4} (h_{т_1} - h_1 - h_2) + \frac{\pi D_{т_2}^2}{4} (h_{т_2} - h_1). \qquad (21.24)$$

Обозначения см. на рис. 21.9.

Эксплуатационный объем газгольдера равен объему газа, который может быть получен в сеть при нормальных эксплуатационных условиях:

$$V_{iэксп л} = V_{iпол} - V_{ав}, \qquad (21.25)$$

где $V_{iпол}$ — полезный объем газгольдера, м³, при заданном уровне (i) подъема колокола; $V_{ав}$ — аварийный запас газа, м³, при соответствующем положении колокола.

Давление газа. Максимальное давление газов под колоколом бывает при наивысшем его положении и определяется в зависимости от собственной массы подвижных звеньев, массы воды затворов, массы пригрузки; плотности воздуха и газа:

$$p_{макс} = \frac{4}{\pi D^2} \left[Q - \frac{Q'}{7,85} - V(\gamma - \gamma_1) \right], \qquad (21.26)$$

где $p_{макс}$ — наибольшее избыточное (заданное) давление газа в газгольдере, кН/м² (0,01 МПа); D — диаметр колокола в однозвенном газгольдере и диаметр нижнего звена телескопа в многозвенном газгольдере, м; Q — общая масса колокола, телескопа, пригрузки, роликов, воды в затворах, оборудования на подвижных звеньях, кН; Q' — масса погруженных в воду частей колокола и телескопа, кН; 7,85 — плотность стали, т/м³; V — объем газа внутри газгольдера, м³; γ и γ_1 — соответственно плотность воздуха и газа, т/м³, при нормальных условиях (0° С и 101,3 кПа).

Ролики. Особенность мокрого газгольдера (рис. 21.12) — наличие в конструкции роликов, передающих горизонтальные усилия и усилия от эксцентричио расположенной временной нагрузки с одной части газгольдера на другую. Усилия в роликах зависят от положения подвижных частей.

Ветровое усилие на кровлю купола (приближенно, принимая наклон ветра под углом 10° к горизонту и аэродинамический коэффициент $k=0{,}7$) определяется по формуле

$$W_0 = 0{,}1d^2Q. \qquad (21.27)$$

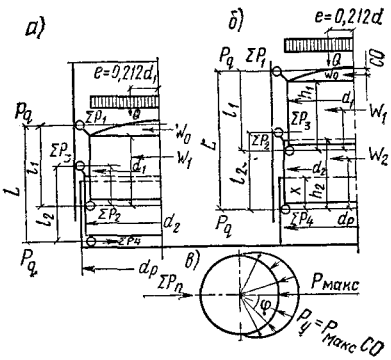


Рис. 21.12. Схема приложения сил ветра и одностороннего снега к мокрому газгольдеру

а — колокол выдвинут на произвольную величину; *б* — колокол и телескоп выдвинуты на произвольную величину; *в* — распределение суммарного усилия между отдельными роликами

Ветровое усилие на цилиндрические части колокола и звенья телескопа

$$W = cQdh, \qquad (21.28)$$

где d — наружный диаметр звена; h — высота звена, подверженная действию ветра; Q — скоростной напор ветра, c — аэродинамический коэффициент.

Усилия на верхние и нижние ролики звеньев определяются по схеме однопролетной балки, начиная сверху. Момент от односторонней снеговой нагрузки интенсивностью q определяется по формуле

$$Ql = \frac{\pi d_1^2}{8} q\, 0{,}212 d_1 = 0{,}0832 d_1^3 q. \qquad (21.29)$$

Давления на верхний и нижний ролики определяются без учета работы промежуточных роликов

$$P_q = \frac{Qe}{L}, \qquad (21.30)$$

где e и L — см. на рис. 21.12.

Наибольшее усилие на верхние ролики возникает при полном выдвижении подвижной части и при одновременном действии расчетного ветра и односторонней снеговой нагрузки. Наибольшие усилия на промежуточные ролики получаются при том же положении выдвижных частей от нагрузки ветром. Наибольшее усилие на нижние ролики возникает или от нагрузки ветром при полном выдвижении по схеме на рис. 21.12 при $x=x_{мин}$ или от односторонней нагрузки снегом по схеме рис. 21.12 при $x=h_1$.

Суммарное усилие на ролики, расположенные в одном уровне, распределяется между ними для наиболее частого случая радиальных роликов по схеме, приведенной на рис. 21.12. Максимально нагруженный ролик испытывает по этой схеме усилие

$$P_{макс} = \frac{4}{n} \Sigma Pn, \qquad (21.31)$$

где ΣPn — суммарное усилие на ролики; n — число роликов, расположенных в одном уровне.

Колокол. Толщина стенки колокола δ при радиусе r проверяется по внутреннему давлению p:

$$\delta = \frac{n}{m} \frac{pr}{R\varphi}, \qquad (21.32)$$

где φ принимается по табл. 21.20; n — коэффициент перегрузки; m — коэффициент условий работы.

Толщина стенки независимо от результатов расчета принимается для самого верхнего и нижнего листов не менее 5 мм и для прочих листов не менее 3 мм.

Верхний узел колокола образуется пересечением листов кровли и стенки и усиливается уторным уголком. Стенка и кровля включаются при расчете в сечение кольца жесткости по ширине

$$b = 0{,}6\sqrt{r\delta}, \qquad (21.33)$$

но не свыше 40δ, где r и δ — соответственно радиус и толщина оболочки, включаемой в сечение. Верхнее кольцо рассчитывается на растяжение и сжатие.

Сжатие кольца получается при действии направленного внутрь кольца распора ($q_r = q\cos\alpha$) оболочки купола, испытывающей растягивающее усилие q от внутреннего давления газа с учетом уменьшения его весом кровли (рис. 21.13):

$$q = \frac{p}{2}\rho, \qquad (21.34)$$

где p — разность внутреннего давления газа и собственной массы оболочки; ρ — радиус сферической оболочки купола.

Реакция стропил определяется из равенства деформации кольца и стропил по формуле

$$X = \frac{P\rho r^2 \cos\alpha}{\frac{nr}{\pi} + 2EF\Delta_{1x}}, \qquad (21.35)$$

где α — угол наклона стропил у кольца; n — число стропил; r — радиус цилиндрической оболочки колокола; F — площадь поперечного сечения кольца; Δ_{1x} — радиальная горизонтальная деформация стропил от $k=1$.

Изгибающие моменты кольца принимаются:

на опорах

$$M_{оп} = -X_r\left[\frac{n}{\pi} - \frac{1}{2}\sum_{1}^{n} \sin\frac{2\pi}{n}(i-1)\right]; \qquad (21.36)$$

в середине пролета

$$M_{пр} = -X_r\left[\frac{n}{\pi} - \frac{1}{2}\sum_{1}^{n}\sin\frac{2\pi}{n}\left(i - \frac{1}{2}\right)\right]. \qquad (21.37)$$

Значения моментов верхнего кольца колокола приведены в табл. 21.11.

Сжимающее усилие в кольце

$$N_к = -qr + \frac{xn}{2\pi}. \qquad (21.38)$$

Растяжение кольца происходит от распора арочных стропил под действием собственной массы кровли и полной нагрузки снегом при отсутствии внутреннего давления.

Растягивающее усилие в кольце

$$N_к = \frac{xn}{2\pi}. \qquad (21.39)$$

Нижнее кольцо жесткости колокола образуется конструкцией гидравлического затвора (или нижним горизонтальным листом при наличии одного подвижного звена) с введением в расчетное сечение ширины b согласно предыдущему.

Ветровая нагрузка, действующая на колокол, передается в виде касательных усилий (см. рис. 21.13), распределенных по закону

$$T_\varphi = T_0 \sin\varphi; \qquad (21.40)$$

$$T_0 = Q/(\pi r), \qquad (21.41)$$

где Q — ветровая нагрузка, передающаяся с колокола на кольцо.

Отпор роликов является реакцией для этой нагрузки. Практически принимают отпор роликов, действующим в пределах полуокружности и распределяющимся по закону

$$p_\varphi = p_0\cos\varphi = \frac{P_0}{a}\cos\varphi, \qquad (21.42)$$

где a — расстояние между роликами.

Усилия в кольце могут быть определены при помощи таблиц для расчета колец путем суммирования усилий от ветра и отпора роликов (табл. 23.18).

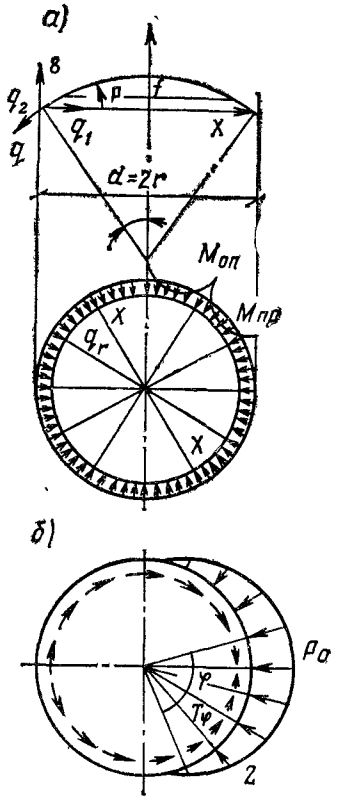


Рис. 21.13. Расчетная схема верхнего кольца колокола и стропил

а — схема сжимающих усилий в кольце; *б* — схема касательных усилий в кольце от ветровой нагрузки

21.3.2. Кровля колокола

Кровля состоит из тонколистовой оболочки и стропил, поддерживающих ее. Наиболее часто применяется «дышащая» кровля, при которой оболочка не скрепляется со стропилами, а приваривается только к уторному уголку по опорному кольцу. Вследствие этого усилия от внутреннего давления воспринимаются оболочкой как мембраной, не передаваясь стропилам.

Толщина оболочки определяется расчетом на разность p между внутренним давлением в газгольдере (обычно 0,004 МПа) и собственной массой оболочки:

$$\delta = \frac{p\rho}{2R}\,\frac{n}{m}, \qquad (21.43)$$

где ρ — радиус сферической оболочки; R — расчетное сопротивление стали; n — коэффициент перегрузки; m — коэффициент условий работы.

Таблица 21.11. Моменты верхнего кольца колокола (см. рис. 21.13)

n	1	2	3	4	6	8	12	16
$\frac{M_{оп}}{X_r}$	−0,318	−0,137	−0,089	−0,066	−0,044	−0,032	−0,022	−0,016
$\frac{M_{пр}}{X_r}$	0,182	0,07	0,045	0,034	0,023	0,016	0,011	0,008

Стропила воспринимают усилия от собственной массы кровли и снега и могут быть приняты следующих типов:

1) системой радиально расположенных ферм, поддерживающих кровлю;

2) системой радиальных работающих на изгиб в вертикальной плоскости арок, связанных кольцевыми элементами и диагоналями (ребристо-кольцевой купол).

Первую систему при наиболее невыгодном осесимметричном загружении купола разделяют на отдельные плоские фермы, рассчитываемые обычными приемами. Система неудобна сложностью конструкции пересечения ферм и загромождением внутреннего пространства купола. Чаще применяется вторая система, в которой кольцевые элементы и диагонали считаются шарнирно-присоединенными к аркам. Эта система может быть завязана диагоналями во всех панелях по классической схеме сетчатой оболочки или только по некоторым направлениям, как в последних типах мокрых газгольдеров (см. рис. 21.11).

Помимо системы с «дышащей» кровлей, иногда применяется кровля в виде ребристой оболочки, радиальные и кольцевые ребра которой приварены на всем протяжении к оболочке Эту кровлю рассчитывают, заменив ребра оболочкой приведенной переменной толщины, расчет которой представляет собой сложную задачу теории оболочек. Приближенно кровлю можно рассчитать, приняв ее разрезанной на отдельные арочные и кольцевые элементы, как ребристо-кольцевой сквозной купол.

При расчете на осесимметричную нагрузку каждая отдельная арка стропил рассматривается как арка на упругих опорах —горизонтальных кольцах в местах их пересечения с арками

Ниже приводится расчет купола, состоящего из арок с упругими опорами и на равномерно распределенную нагрузку q (рис. 21.14).

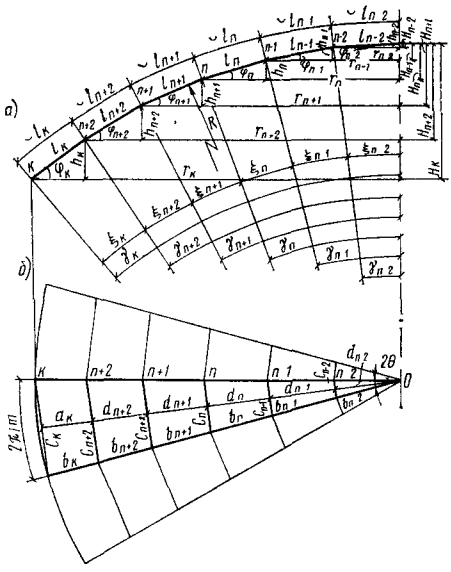


Рис. 21.14. Расчетные схемы купола

а — разрез полуаркн; *б* — план щита купола

В пологих куполах, к которым относится рассчитываемый ребристо-кольцевой купол, существенное влияние оказывает упругость радиальных ребер, что не учитывалось в технической литературе при расчете ребристо-кольцевых куполов.

Уточненный расчет таких куполов дается в соответствии с работой В. А. Гришина, где учитываются коэффициенты упругости кольцевых и радиальных ребер.

Расчет сводится к определению коэффициентов при неизвестных и грузовых членов уравнения пяти моментов (21.46), которые пишутся последовательно для каждого узла в виде

$$\delta_{n,n-2} X_{n-2} + \delta_{n,n-1} X_{n-1} + \delta_{n,n} X_n + \delta_{n,n+1} X_{n+1} + \delta_{n,n+2} X_{n+2} + \delta_{n,p} = 0. \quad (21.44)$$

Коэффициенты в уравнении (21.44) определяются по следующим формулам:

$$\delta_{n,n-2} = \frac{u_{n-1}}{h_n h_{n-1}}; \quad (21.45)$$

$$\delta_{n,n-1} = \frac{h_n}{6EJ_n \sin\varphi_n} - \frac{u_{n-1}}{h_n h_{n-1}} - \frac{u_{n-1}}{\alpha_n h_n^2} - \frac{u_n}{\alpha_n h_n^2} - \frac{u_n}{\alpha_n h_n h_{n+1}} - \frac{v_n}{\alpha_n h_n^2}; \quad (21.46)$$

$$\delta_{n,n} = \frac{h_n}{3EJ_n \sin\varphi_n} + \frac{h_{n+1}}{3EJ_{n+1} \sin\varphi_{n+1}} + \frac{u_{n-1}}{\alpha_n h_n^2} + \frac{u_n}{\alpha_n h_n h_{n+1}} + \frac{u_n}{\alpha_n h_n^2} + \frac{u_n}{\alpha_{n+1} h_n h_{n+1}} + \frac{u_n}{\alpha_{n+1} h_{n+1}^2} + \frac{u_{n+1}}{\alpha_{n+1} h_{n+1}^2} + \frac{v_n}{\alpha_n h_n^2} + \frac{v_{n+1}}{\alpha_{n+1} h_{n+1}^2}; \quad (21.47)$$

$$\delta_{n,n+1} = \frac{h_{n+1}}{6EJ_{n+1} \sin\varphi_{n+1}} - \frac{u_n}{\alpha_{n+1} h_n h_{n+1}} - \frac{u_n}{\alpha_{n+1} h_{n+1}^2} - \frac{u_{n+1}}{\alpha_{n+1} h_{n+1}^2} - \frac{u_{n+1}}{h_{n+1} h_{n+2}} - \frac{v_{n+1}}{\alpha_{n+1} h_{n+1}^2}; \quad (21.48)$$

$$\delta_{n,n+2} = \frac{u_{n+1}}{h_{n+1} h_{n+2}}. \quad (21.49)$$

Для опорного кольца вместо $\delta_{n,n}$ следует подставить

$$\delta_{к,к} = \frac{h_к}{3EJ_к \sin\varphi_к} + \frac{r_к}{2E\theta J_к} + \frac{u_к}{\alpha_к h_к^2} + \frac{u_{к-1}}{\alpha_к h_к^2} + \frac{v_к}{\alpha_к h_к^2}. \quad (21.50)$$

Принятые обозначения (кроме обозначений на рис. 21.14): u_n — коэффициент упругости кольцевого ребра; v_n — коэффициент упругости радиального ребра;

$$u_n = \frac{1}{2\sin\theta}\frac{r_n}{E_n F_{cn}},$$

где F_{cn} — площадь сечения кольцевого ребра;

$$u_к = \frac{r_к}{2\theta E F_к},$$

где $F_к$ — площадь сечения опорного кольца;

$$v_n = \frac{1}{F_п E}\frac{h_n}{\sin\varphi_n},$$

где $F_п$ — площадь сечения радиального ребра;

$$\alpha_n = 1 - \frac{\operatorname{tg}\varphi_n}{h_n^2} v_n;$$

$$\alpha_{n+1} = 1 + \frac{\operatorname{tg}\varphi_{n+1}}{h_{n+1}^2} v_{n+1}.$$

Грузовой (свободный) член определяется по формуле

$$\delta_{n,p} = \frac{5T_n b_n^3}{192 EJ_n} + \frac{5T_{n+1} b_{n+1}^3}{192 EJ_{n+1}} - a_n' \operatorname{ctg}\varphi_{n-1} \sum_0^{i=n-2} \frac{P_i \cos\gamma_i}{1 - a_n'' P_i \cos\gamma_i} + \left(a_n + a_n' + a_n''\right) \operatorname{ctg}\varphi_n \times \sum_0^{i=n-1} \frac{P_i \cos\gamma_i}{1 - a_n'' P_i \cos\gamma_i} + a_{n+1}'' \operatorname{ctg}\varphi_n \times \sum_0^{i=n-1} \frac{P_i \cos\gamma_i}{1 - a_{n+1}'' P_i \cos\gamma_i} - \left(a_{n+1} + a_{n+1}' + a_{n+1}'\right) \operatorname{ctg}\varphi_{n+1} \sum_0^{i=n} \frac{P_i \cos\gamma_i}{1 - a_{n+1}'' P_i \cos\gamma_i} - a_n \operatorname{ctg}\varphi_{n+1} \sum_0^{i=n-1} \frac{P_i \cos\gamma_i}{1 - a_n'' P_i \cos\gamma_i} - a_n \operatorname{ctg}\varphi_{n+1} P_n \cos\gamma_n + a_{n+1} \times \operatorname{ctg}\varphi_{n+2} \sum_0^{i=n} \frac{P_i \cos\gamma_i}{1 - a_n'' P_i \cos\gamma_i} + a_{n+1} \operatorname{ctg}\varphi_{n+2} P_{n+1} \cos\gamma_{n+1} - a_{n+1}' \operatorname{tg}\gamma_n \frac{P_n \cos\gamma}{1 - a_{n+1}'' P_n \cos\gamma_n} + a_{n+1} \sin\gamma_{n+1} P_{n+1} + a_n' \operatorname{tg}\gamma_{n-1} \times \frac{P_{n-1}\cos\gamma_{n-1}}{1 - a_n'' P_{n-1}\cos\gamma_{n-1}} - a_n \sin\gamma_n P_n, \quad (21.51)$$

где $a_n = \frac{u_n}{h_n}$; $a_n' = \frac{u_{n-1}}{h_n}$; $a_n'' = \frac{v_n}{h_n}$;

$$a_{n+1} = \frac{u_{n+1}}{h_{n+1}}; \quad a_{n+1}' = \frac{v_n}{h_{n+1}};$$

$$a_{n+1}'' = \frac{v_{n+1}}{h_{n+1}}; \quad T_n = \frac{c_n + c_{n-1}}{2} q;$$

$$T_{n+1} = \frac{c_{n+1} + c_n}{2} q.$$

Приведенные формулы для грузового члена получены для нагрузок, действующих нормально к поверхности купола. При определении грузовых членов для вертикальных нагрузок (снеговой, собственной массы и др.) необходимо принять $\gamma_i = 0$ или $\cos\gamma_i = 1$.

Изгибающие моменты M_n, нормальные усилия N_n и S_n в радиальных и в кольцевых ребрах определяются по формулам:

$$M_{l/2,n} = \frac{(c_n + c_{n-1}) q b_n^2}{24\cos^2\left(\frac{\gamma_n + \gamma_{n-1}}{2}\right)} + \frac{X_{n-1} + X_n}{2}; \quad (21.52)$$

$$N_n = \frac{\cos\varphi_n}{h_n}(X_{n-1} - X_n) - \sum_0^{i=n-1} \frac{P_i \cos\gamma_i}{\sin\varphi_n}; \quad (21.53)$$

$$M_{c/2,n} = \frac{q c_n^2}{24}\left[\frac{b_n}{\cos\left(\frac{\gamma_n + \gamma_{n-1}}{2}\right)} + \frac{b_{n+1}}{\cos\left(\frac{\gamma_{n+1} + \gamma_n}{2}\right)}\right]; \quad M_{ck} = \frac{X_к}{2\theta}; \quad (21.54)$$

$$S_n = \frac{1}{2\sin\theta}\left(-\frac{X_{n-1}}{h_n} + \frac{X_n}{h_n} + \frac{X_n}{h_{n+1}} - \frac{X_{n+1}}{h_{n+1}} + \sum_0^{i=n-1} P_i \cos\gamma_i \operatorname{ctg}\varphi_n - \sum_0^{i=n} P_i \cos\gamma_i \operatorname{ctg}\varphi_{n+1} - P_n \sin\gamma_n\right). \quad (21.55)$$

Для опорного кольца

$$S_к = \frac{1}{2\sin\theta}\left(-\frac{X_{к-1}}{h_к} + \frac{X_к}{h_к} + \right.$$

$$+ \sum_{0}^{i=k-1} P_i \cos \gamma_i \operatorname{ctg} \varphi_к - P_к \sin \gamma_к),$$

где $M_{l/2,n}$ — момент в середине пролета радиального ребра l_n; N_n — осевое усилие в радиальном ребре l_n; $M_{c/2,n}$ — момент в середине пролета кольцевого ребра c_n; S_n — осевое усилие в кольцевом ребре c_n; $S_к$ — осевое усилие в опорном кольце.

21.3.3. Телескоп

Высота стенки телескопа принимается равной высоте колокола от его опорной плоскости до обушка уторного уголка. Стенки телескопа и кольца жесткости рассчитывают по тем же формулам, что и стенку нижнего кольца колокола. Толщина стенки телескопа принимается обычно 4 мм, а верхнего и нижнего пояса — 5—10 мм.

Внутренние направляющие для нижних роликов колокола опираются на верхнее и нижнее кольца жесткости телескопа, не нагружая стенку, и имеют поэтому больший пролет, равный высоте телескопа. Сечение внутренних направляющих обычно двутавровое. Число их вдвое больше, чем наружных направляющих. Сечение внутренних направляющих телескопа проверяют на изгибающий момент от ветра и односторонней снеговой нагрузки раздельно, причем нижний ролик колокола помещают посередине пролета направляющей при телескопе, опущенном в резервуар.

21.3.4. Резервуар

При устройстве стальных резервуаров толщину их стенки определяют по формуле

$$\delta = \frac{(p + \gamma y)\, r}{R\varphi} \; \frac{n}{m}, \qquad (21.56)$$

где p — давление в газгольдере; γ — плотность воды, равная 0,001 кг/см³; y — расстояние от поверхности воды до центра тяжести площади эпюры давления воды на

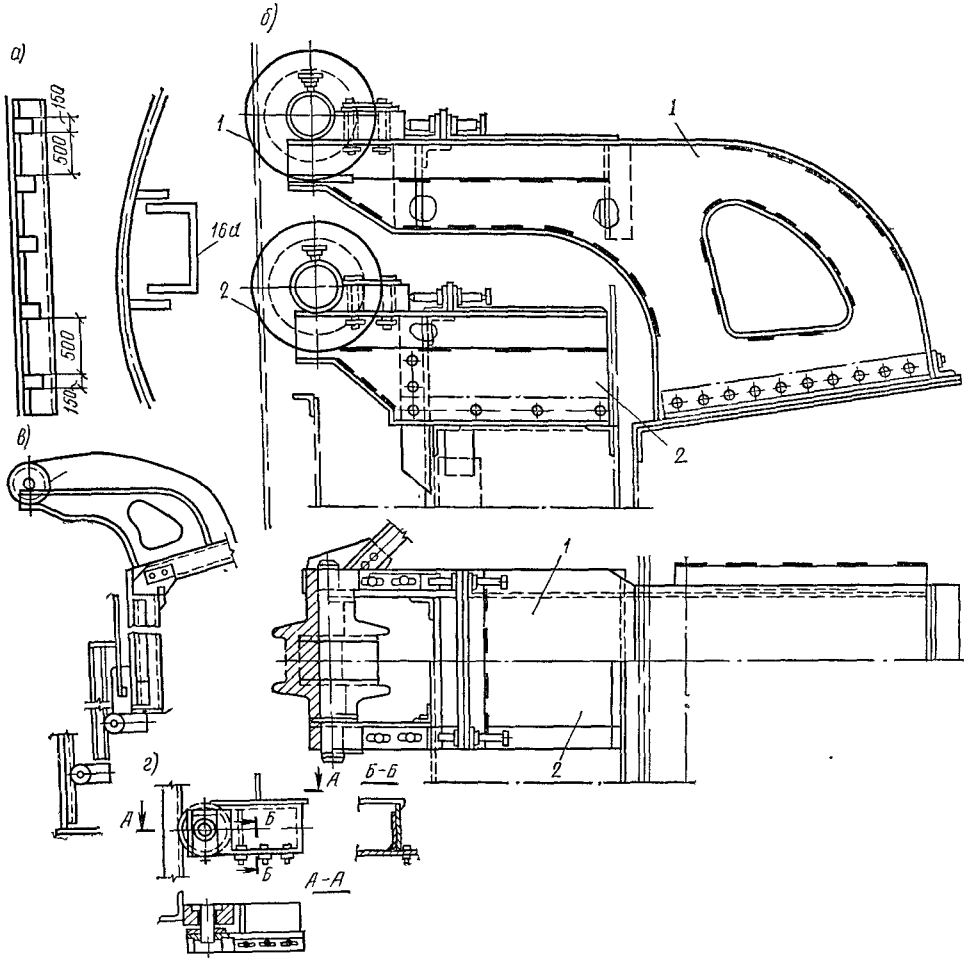


Рис. 21.15. Детали конструкции направляющих и роликов для перемещения подвижных звеньев газгольдера

а — внутренняя направляющая резервуара; *б* — конструкция внешних роликов радиального типа; *в* — внутренние ролики и внутренние направляющие газгольдера (схема расположения роликов); *г* — конструкция нижнего ролика телескопа; *1* — верхний ролик колокола; *2* — то же, телескопа

участке данного пояса; m — коэффициент условий работы, равный 0,8; n — коэффициент перегрузки; R — расчетное сопротивление стали; φ — коэффициент прочности сварного шва, принимаемый по табл. 21.7.

Дополнительные усилия от заделки внешних направляющих в стенке резервуара обычно не учитывают, так же как и изгибающие моменты от жесткости присоединения днища. Они могут быть определены по методике, изложенной в п. 21.1.

Верхнее кольцо жесткости образуется из окаймляющего уголка жесткости и опирающейся на него горизонтальной площадки, крытой листовым настилом и имеющей ширину 800 мм. Отверстия в оболочке резервуара диаметром более 200 мм должны быть усилены кольцевыми накладками. Усиление рассчитывают по методике, изложенной при описании газгольдеров постоянного объема.

Внутренние направляющие резервуара служат для перемещения нижних роликов подвижной части (рис. 21.15) и рассчитываются на давление ролика от нагрузки ветром или от односторонней нагрузки снегом в нижнем положении ролика.

Образование днища и стенок резервуара из листов дано в гл. 22. На днище резервуара устанавливают подкладки для опирания в нижнем положении подвижных звеньев. Подкладки эти представляют собой отрезки прокатных двутавров высотой 200—300 мм.

21.3.5. Внешние и внутренние ролики

Эти ролики могут быть радиальными (см. рис. 21.15), тангенциальными и радиально-тангенциальными. Радиальные ролики проще тангенциальных по конструкции и монтажу, но допускают большие неточности в установке направляющих. Вертикальные болты и упорные винты радиальных роликов служат для регулирования и закрепления роликов при установке. Тангенциальные ролики передают усилия по касательным, заставляя работать все направляющие; такие ролики сложнее и дороже радиальных и требуют более точного монтажа конструкций. Однако при их применении на каждую направляющую передаются вдвое меньшие усилия. Радиально-тангенциальные ролики наиболее совершенны, но дороги в изготовлении и монтаже. Тангенциальные и радиально-тангенциальные ролики применяются только при больших объемах (свыше 50 тыс. м^3).

Внутренние ролики бывают только радиального типа (см. рис. 21.15).

21.3.6. Внешние направляющие

Путями передвижения внешних роликов служат внешние направляющие, которые выполняются неразрывными и соединяются горизонтальными кольцами и диагоналями в неизменяемую пространственную призматическую систему (рис. 21.16), прикрепляемую своими нижними элементами к оболочке резервуара. Такая пространственная система направляющих может быть приближенно рассчитана путем распределения суммарного горизонтального усилия H, передающегося через каждое кольцо роликов между плоскими фермами, образующими грани призмы:

$$Q_i = \frac{H \cos \varphi_i}{\Sigma \cos \varphi}; \qquad (21.57)$$

$$Q_{\text{макс}} = \frac{H}{\Sigma \cos \varphi}, \qquad (21.58)$$

где φ_i — угол между нормалью к рассматриваемой грани и направлением силы H; $\Sigma \cos \varphi$ — сумма, распространяющаяся на все грани призмы.

Продольное усилие в направляющей определяется как алгебраическая сумма усилий поясов двух смежных плоских ферм. Более точно система направляющих может быть рассчитана как система из многоугольных колец, опирающихся на упругие опоры — направляющие.

Сечение направляющей может быть сплошным в форме двутавра или сквозным. Направляющие сплошного сечения рассчитывают на внецентренное сжатие с учетом действия нормальных сил и изгибающих моментов. Значения M от сосредоточенного груза следует принимать с учетом частичного защемления на опорах или неразрезности;

$$M = \frac{pl}{5}. \qquad (21.59)$$

Решетчатые направляющие рассчитывают как фермы с определением нормальных сил в поясах по моменту и с учетом местного изгиба пояса, по которому непосредственно передвигается ролик, вследствие чего этот пояс получает жесткое сечение на изгиб в плоскости ролика (см. рис. 21.16).

Изгибающий момент принимают с учетом частичного защемления пояса на опорах по формуле

$$M_{\text{изг}} = \frac{pa}{6}, \qquad (21.60)$$

где a — панель решетки; p — давление ролика.

Горизонтальные кольца, кроме осевого растягивающего усилия, должны быть проверены на изгиб в вертикальной плоскости от собственной массы и полезной нагрузки 2 кН/м^2. Нижнее кольцо, расположенное вдоль верхнего края резервуара, несет нагрузку от суммы давлений всех внешних и внутренних роликов нижнего телескопа и должно рассчитываться на эту суммарную нагрузку. Предельная гибкость направляющих из плоскости действия изгибающего момента не должна превышать 150; предельная гибкость горизонтальных распорок связей не должна превышать 200, а растянутых раскосов вертикальных связей — 350.

21.3.7. Пригрузка

Пригрузку составляют бетонные грузы ($^1/_3$ всей массы пригрузки), располагаемые на крыше колокола по ее наружному краю на специальной кольцевой площадке, и чугунные грузы ($^2/_3$ всей массы пригрузки), располагаемые на нижнем кольце жесткости у гидрозатвора на специальном уширении. Для определения массы пригрузки давление газов под колоколом можно определять по упрощенной формуле

$$P_{\text{макс}} = \frac{4Q_{\text{к}}}{\pi D^2}. \qquad (21.61)$$

Масса пригрузки определяется как разность между фактической массой подвижных звеньев и требуемой массой для создания заданного давления. Масса одного бетонного и чугунного груза пригрузки не должна превышать соответственно 80 и 100 кг

21.3.8. Затворы

Конструкция водяных затворов подвижных звеньев (см. рис. 21.9) должна обеспечивать необходимые габариты для сварки, осмотра и ремонта. Минимальное расстояние в свету между стенками затвора должно быть: верхнее защемление 370 мм, нижнее защемление 220 мм. Минимальная толщина наружных стенок затвора 8 мм, внутренних стенок и горизонтального листа затвора 10 мм.

Размеры гидрозатвора по высоте (глубине) определяются в зависимости от заданного внутреннего давления газа с добавлением запаса (не менее 100 мм) на перекосы.

Для сооружения мокрых газгольдеров большого объема с вертикальными внешними направляющими резервуары иногда выполняются в виде подземного железобетонного резервуара. Чтобы уменьшить объем подземного резервуара, днище его устраивается в виде урезанного конуса с вершиной, расположенной несколько ниже уровня борта резервуара.

Устройство подземного железобетонного резервуара значительно дороже, чем сооружение стального наземного, и требует тщательной защиты внутренней поверхности резервуара от воздействия растворенных газов и химических продуктов, а главное резко возрастает стоимость устройства внутренних приямков и газоводов с их оборудованием на глубине 10 м и более.

21.3.9. Мокрые газгольдеры с винтовыми направляющими

Газгольдеры этого типа не имеют внешних вертикальных направляющих. Каждое подвижное звено выдвигается из ближайшего наружного звена скольжением рельсовых направляющих по неподвижно установленным на наружном звене парным роликам Рельсовые направляющие прикреплены к внутреннему звену под углом 45° и образуют в пространстве отрезок винтовой линии. Эти газгольдеры имеют преимущество перед газгольдерами с внешними вертикальными направляющими по показателям массы (экономия металла составляет около 10—12%) и по внешнему виду (отсутствует наружная обстройка), но изготовление и монтаж винтовых направляющих двоякой кривизны более сложны.

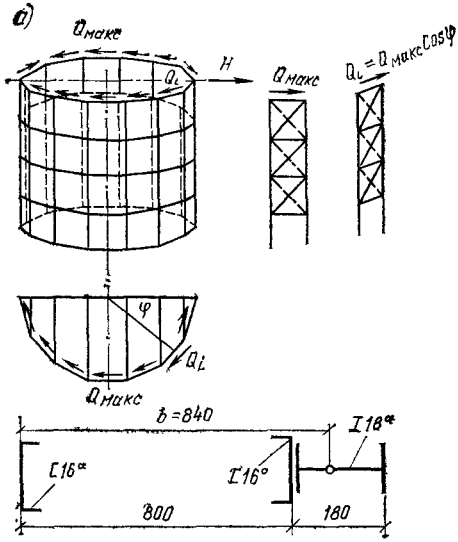


Рис. 21.16. Схема пространственной системы наружных направляющих и плоской фермы по грани *а*. Внизу — сечение поясов наружной направляющей сквозного сечения

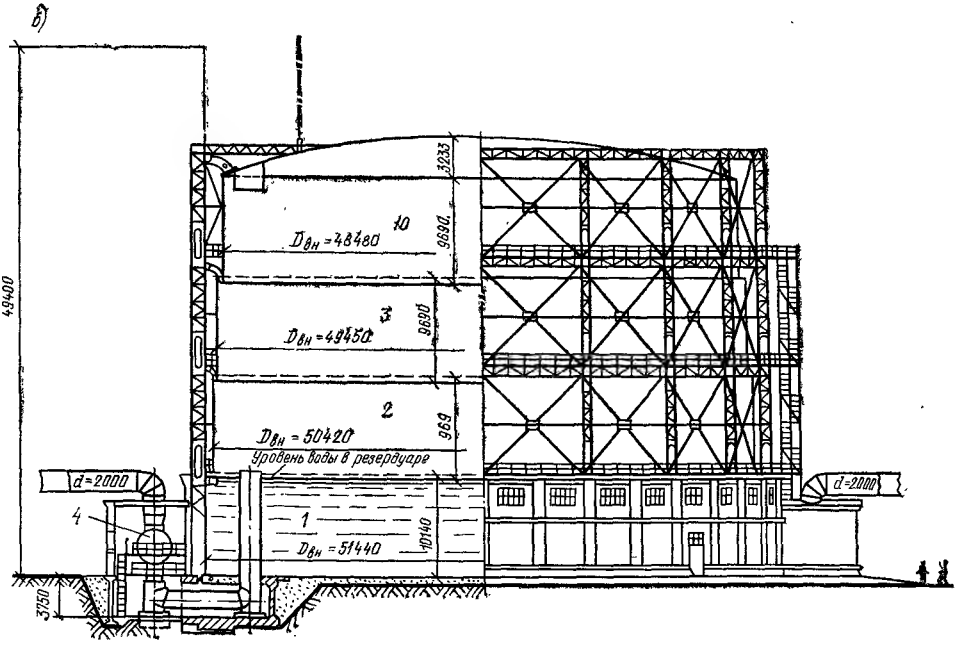
б — мокрый газгольдер объемом 50 000 м³ (сварной); *1* — резервуар; *2* — нижний телескоп; *3* — верхний телескоп, *4* — секторный затвор, *5* — лестница; *6* — сферические стропила; *7*—верхнее кольцо жесткости; *8* — подставки под колокол; *9* — отепляющая стена; *10* — колокол, *11* — днище

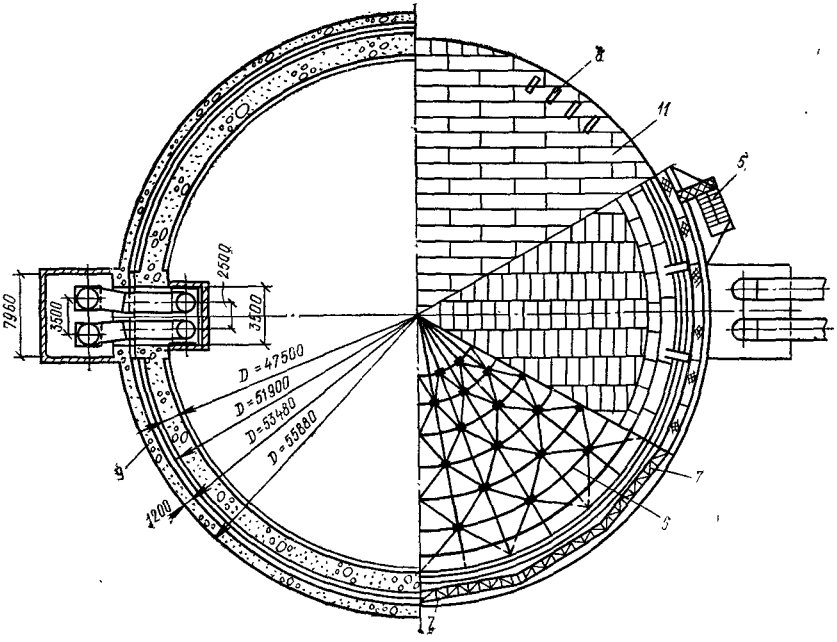
Вертикальные силы, действующие на винтовой газгольдер (собственная масса газгольдера, пригрузка, масса воды в затворах и масса снега на кровле), уравновешиваются внутренним давлением газа на кровлю. Горизонтальные силы (ветер) воспринимаются радиальными усилиями (вдоль осей роликов) посредством воздействия направляющих на реборды роликов и равны:

$$R_\varphi = \frac{Q}{2n}\cos\varphi, \qquad (21.62)$$

где Q — равнодействующая поперечных нагрузок; n — общее число направляющих; φ — угол, образуемый осью роликов с направлением силы Q.

Момент горизонтальной нагрузки относительно рассматриваемого ряда роликов, а также момент от эксцентрицитета равнодействующей односторонней временной вертикальной нагрузки (снега) воспринимается вертикальными реакциями роликов, равными





$$V = \frac{M}{r\frac{n}{2}}\cos\varphi, \qquad (21.63)$$

с максимальным значением

$$V_{\varphi=0} = \frac{M}{r(n/2)}; \qquad (21.64)$$

горизонтальные усилия роликов при этом взаимно уравновешиваются (см. рис. 21.9).

Давление роликов на направляющую

$$p = V_{\varphi}\sin 45^\circ = 1{,}414\,\frac{M}{r(n/2)}\cos\varphi \qquad (21.65)$$

с максимальным значением при $\varphi=0$:

$$p_{макс} = 2{,}828\,\frac{M}{rn}. \qquad (21.66)$$

Чтобы уменьшить давление ролика на направляющую, целесообразно увеличить диаметр газгольдера.

Основные показатели мокрого сварного газгольдера объемом 50 000 м³:

диаметр	51 440 мм
высота	49 400 »
давление газа	4 кПа
масса догрузки	83 т
масса стальных конструкций	1062 т
объем воды	22 000 м³
диаметр секторного затвора	1800 мм
диаметр подводящего газопровода (4 шт.)	2000 »

Проект разработан в Гипроспецнефти. В 1954 г. по этому проекту было сооружено два газгольдера, эксплуатируемых и в настоящее время.

Схемы газгольдеров с винтовыми направляющими показаны на рис. 21.17. Для экономии стали и уменьшения объема фундамента целесообразно заглублять резервуар в землю с выполнением заглубленной части в железобетоне.

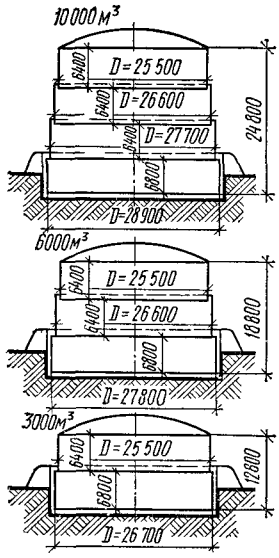


Рис. 21.17. Схемы винтовых газгольдеров

Винтовая направляющая выполняется в виде рельса специального профиля с двумя мощными полками; крутящие моменты от бокового давления ролика *p* воспринимаются верхней полкой рельса. Чтобы усилить тонкую оболочку, под направляющую подкладывают сплошной толстый лист. Направляющие на поверхности звена образуют отрезки винтовой линии, причем в двух смежных подвижных звеньях этим отрезкам придают обычно уклоны в разные стороны Число направляющих уменьшается от нижнего звена к верхнему сообразно с уменьшением передаваемых усилий.

Направляющие парные ролики устанавливаются на площадке верхнего кольца каждого телескопа и резервуара в подшипниках, закрепленных на общей для каждой пары опорной плите. Опорная плита закрепляется болтами на площадке и имеет овальные отверстия для регулирования в тангенциальном направлении при установке. Подшипник ролика должен допускать перемещение валика до 50 мм в радиальном направлении. Кольцевой паз ролика, образуемый ребордами по окружности, соответствует сечению направляющей, наружную полку которой он обхватывает. Примерная конструкция таких роликов показана на рис. 21.18.

Подвижные звенья и резервуары, в том числе кровля и гидрозатворы, такие же, как и в газгольдерах с внешними направляющими. С внутренней стороны стенки подвижных звеньев и резервуара устанавливаются жесткие стойки, образующие вместе с нижними и верхними кольцами жесткости каждого звена каркас, к которому крепится оболочка. Толщины стенок звеньев назначаются с учетом изгиба оболочки, возникающего от кручения направляющих.

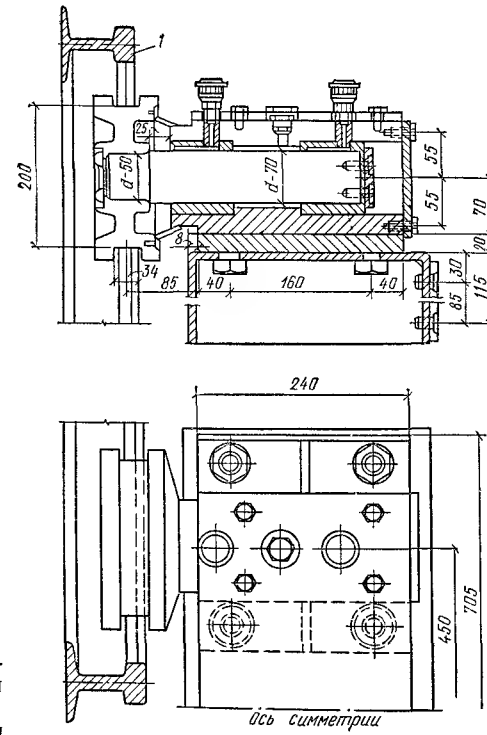


Рис. 21.18. Конструкция направляющих роликов
1 — рельс Р24

21.3.10. Лестницы

Лестницы для подъема на подвижные звенья могут быть выполнены в виде стремянок, расположенных по вертикальной стенке подвижного звена, или в виде треугольных лестниц, расположенных по цилиндрической поверхности.

Стремянка укладывается в габарит направляющей и при пересечении с направляющей прерывается. Недостаток такой конструкции — погружение стремянки в воду резервуара и возможное ее обмерзание в

зимнее время. Треугольная лестница, имеющая в плане форму дуги, устанавливается неподвижно на площадке звена и остается вне резервуара при опускании подвижной части в нижнем положении; угол подъема лестницы 45°, ширина ступени 300 мм, глубина 200 мм. Лестница имеет подвижное закрепление к винтовой направляющей, обеспечивающее ее устойчивость.

21.3.11. Мокрые газгольдеры пониженного давления

В ряде производств (атомные станции, химические заводы, специальные хранилища и др.) давление газа под колоколом по условиям технологии не может быть выше 0—0,5 кПа вместо задаваемых 1,5—5 кПа.

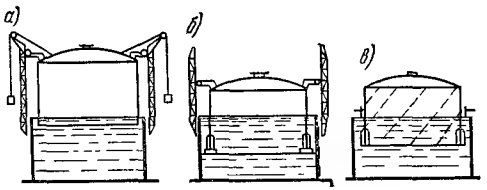


Рис. 21.19. Мокрый газгольдер пониженного давления

а — с контргрузами; *б* — с понтоном и внешними направляющими; *в* — с понтоном и винтовыми направляющими

Такое низкое давление не может уравновесить массу колокола с его оборудованием. В этом случае применяются системы с уравновешенным колоколом с контрмассами, висящими на тросах, перекинутых через блоки, установленные на внешних прямолинейных направляющих (рис. 21.19), а также системы с колоколом на понтоне, плавающем в резервуаре (предложения инж. В. А. Корчагина и В. Я. Миллера).

Понтон представляет собой кольцевую камеру, расположенную у низа стенки колокола. Система с понтоном предпочтительнее системы с контргрузами, так как в ней отсутствуют сложные механические детали и устраняется опасность обрыва и застревания тросов, что особенно важно при дистанционном управлении. Система с контргрузами неприменима к газгольдерам с винтовыми направляющими.

Большое распространение получили мокрые газгольдеры с низким избыточным давлением, проекты которых разработаны в 1939 г. проектной конторой Газгольдерстрой. В этих проектах конструкция поплавка состоит из ряда отрезков заглушенных труб, расположенных с внутренней стороны низа колокола и закрепленных на болтах для оперативной смены их на случай ремонта.

21.3.12. Сухие газгольдеры

Сухие (поршневые) газгольдеры переменного объема представляют собой цилиндрический или призматический сосуд, снабженный поршнем (шайбой), от положения которого зависит объем находящегося в газгольдере газа. Сухие газгольдеры могут применяться для объемов 10—600 тыс. м³ (рис. 21.20). В этих газгольдерах давление газа непосредственно под шайбой пропор-

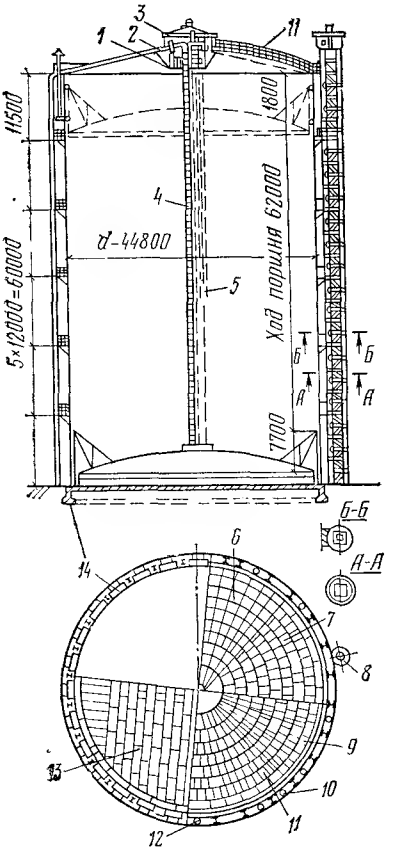


Рис. 21.20. Сухой газгольдер объемом 100 тыс. м³

1—3 — площадки фонаря (соответственно первая, вторая, третья); *4* — цепная лестница; *5* — подъемная лестница; *6* — стропила поршня; *7* — настил поршня, *8* — подъемник; *9* — стропила крыши; *10* — направляющие для цепной лестницы; *11* — настил крыши; *12* — отверстие в верхней площадке для выдувных труб; *13* — днище; *14* — фундамент

ционально ее массе и, пренебрегая по малости силами трения в уплотнении, может считаться постоянным. У газовыпускного штуцера давление газа в зависимости от положения шайбы и плотности газа изменяется на

$$\Delta p = hg\,(1 - \gamma), \qquad (21.67)$$

где h — высота низа шайбы над днищем, м; g — плотность воздуха при данных температуре и давлении, кг/м³; γ — плотность газа при тех же условиях.

Корпус сухого газгольдера состоит из стенки, днища и кровли. Стенка имеет каркас из вертикальных стоек, заделанных в кольцевой фундамент, и горизонтальных колец прокатного профиля (рис. 21.21). Кроме

того, для увеличения жесткости на некотором расстоянии по высоте устраиваются горизонтальные площадки. В большинстве эксплуатируемых сухих газгольдеров соединения выполнены на заклепках с потайными (внутрь разервуара) головками. Клепка велась на льняной прокладке, пропитанной суриком. В последнее время соединения выполняются сварными. Возможна конструкция стенки из штампованных листов с отогнутыми краями (см. рис. 21.21), которые герметически склепываются и служат одновременно горизонтальными элементами жесткости.

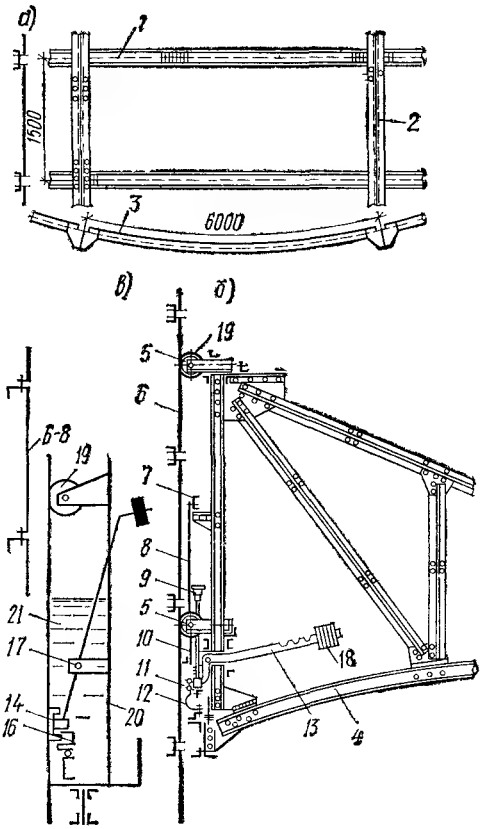


Рис. 21.21. Конструктивные элементы сухого газгольдера

а — стенка (соединения на заклепках); *б* — схема соединения листов оболочки швеллерами; *в* — деталь конструкции и затвора с консистентной смазкой; *1* — горизонтальные кольца из швеллеров; *2* — вертикальная стойка из двутавра; *3*—листы δ=5 мм; *4* — купол поршня; *5* — ролик; *6* — стенка газгольдера; *7* — несущее кольцо затвора; *8* — подвеска; *9* — масленка; *10* — консоль рычага; *11* — уплотнение; *12* — эластичное соединение; *13* — прижимной механизм; *14* — рычаг для прижима уплотняющего кольца; *15* — отрезки швеллеров, покрытые мягкой оболочкой; *16*—гибкий фартук; *17* — опора рычага; *18* — чугунные грузы; *19* — верхний ролик поршня; *20* — стенка желоба для хранения жидкостной смазки; *21* — жидкостная смазка, обеспечивающая плотность затвора

Крыша газгольдера состоит из листовой обшивки толщиной 3—4 мм и из радиальных стропильных ферм, опирающихся на вертикальные стойки стенки, или из перекрытия купольного типа по типу кровли мокрых газгольдеров. Днище сухого газгольдера также существенно не отличается от днища мокрого газгольдера.

Шайба сухого газгольдера представляет собой пространственную систему из радиальных ферм-кронштейнов, имеющих по два ролика, скользящих по вертикальным стойкам стенки, и обшивки из листов толщиной 3—4 мм (см. рис. 21.21). Для увеличения веса шайба несет пригрузку бетонными плитами. Шайба может быть плоская или сферическая с подъемом около $^1/_{12}$ диаметра в зависимости от вида поверхности, которую образуют нижние пояса ферм с обшивкой по ним.

Важная деталь конструкции сухих газгольдеров — затвор, закрывающий зазор между шайбой и корпусом; от надежности затвора зависят потеря газа и обеспечение безопасности работы для обслуживающего персонала. В жидкостном затворе в газгольдерах с многогранным резервуаром уплотнение между стенкой газгольдера и шайбой достигается эластичной полосой из стали, прижимаемой к стенке рычажным механизмом, и специальной смоляной массой, закачиваемой насосом и стекающей по внутренней поверхности стенки в затвор (патент фирмы «Ман»). Фирма «Кленне» поставляет сухие газгольдеры с цилиндрической стенкой и затвором из кольцевой резины, прижатой к стенке противовесом. Внутренняя поверхность затвора и стенок газгольдера смазываются консистентной смазкой, не замерзающей при температуре до —40° С.

В жидкостном затворе советской конструкции уплотнение между стенкой газгольдера и шайбой достигается эластичным кольцом, состоящим из коротких отрезков швеллера, обтянутых сплошной лентой из нескольких слоев резинотканевого материала специального раскроя и прижатого к стенке рычажным приспособлением с контргрузом. Эластичное кольцо соединено с нижним краем шайбы. Затвор заливается специальным составом, не застывающим при температуре до —40° С (см. рис. 21.21).

На конструкцию этого затвора С. И. Веревкину, Н. П. Духовенскому, И. Я. Калифу выдано авторское свидетельство за № 56705 от 21/XI 1938 г.

Сухие газгольдеры с затвором советской конструкции сооружены в СССР объемом 50 000 м³ и работают уже десятки лет.

Для обслуживания поршня в сухом газгольдере кроме лестницы обычного стационарного типа между наружными площадками имеется внутренняя лестница для сообщения поршня с крышей газгольдера. Внутренняя лестница делается цепной, изменяющей свою длину по мере движения шайбы, натягиваемой контргрузом, подвешенным снаружи корпуса.

Несмотря на большую экономичность сухих газгольдеров по сравнению с газгольдерами постоянного давления других типов, трудность обеспечения надежной работы

затвора при перекосах шайбы и возможность утечки газа при нарушении плотности прилегания шайбы к стенке ограничивают их применение, особенно в суровых климатических условиях СССР. Применение их особенно рационально, когда не может быть допущено засорение хранимого газа парами воды, как в мокрых газгольдерах.

Сухие газгольдеры с гибкой мембраной, в которых просвет между стенкой резервуара и краем шайбы перекрывается эластичной оболочкой из специальной газонепроницаемой ткани, лишены недостатков газгольдеров с жестким контактным затвором. Эластичная оболочка одним концом прикреплена к стенке корпуса на высоте, равной половине хода шайбы над дном резервуара, другим концом — к низу шайбы так, что при наибольшем подъеме и при низшем положении (рис. 21.22) она распрямляется; при промежуточном же положении оболочка складывается в зазоре между стенкой корпуса и стенкой шайбы.

Подвод газа может осуществляться не только через днище, как указано на рис. 21.22, но и сбоку через вертикальную стенку газгольдера.

Для предотвращения переполнения газгольдера газом и возможной аварии на крыше газгольдера устанавливается автоматический клапан, который при достижении наивысшего положения поршня открывается и сбрасывает излишний газ через свечу в атмосферу.

Рис. 21.22. Схема сухого газгольдера с гибкой связью поршня с корпусом

а—в — поршень соответственно в нижнем, среднем и верхнем положении; *1* — стенка; *2* — кровля; *3* — днище; *4* — каркас поршня; *5* — днище поршня; *6* — защитная стенка поршня; *7* — пригрузка; *8* — резинотканевая секция; *9* — газоввод; *10* — стояк газосбора; *11* — клапан газосброса; *12* — шток газосброса; *13* — выравнивающие ролики; *14* — выравнивающая система из тросов

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Аронов А. Б.**, Газгольдеры. М., Гостехиздат, 1933.
2. **Веревкин С. И., Корчагин В. А.** Газгольдеры. М., Стройиздат, 1966
3. **Веревкин С. И.** Работа треста Центроспецстройпроекта в области новейших емкостей для хранения нефтепродуктов и газов. М., Госстройиздат, 1951.
4. **Веревкин С. И.** Стальные емкости для хранения газов и нефтепродуктов. — Бюллетень Гипроспецпромстройпроекта, 1958, № 1, 2.
5. **Веревкин С. И.** Практическое руководство по организации монтажных работ газгольдеров. М., ОНТИ Госмашметиздат, 1934.
6. **Гришин В. А.** К расчету сферического покрытия резервуара —Сборник Монтажные работы в строительстве/Труды ВНИИмонтажспецстроя, вып. 15, 1974.
7. **Гудковский В. Г., Беднаровский Б. А.** Безмоментная теория тонкостенных ребристых оболочек вращения при действии произвольной нагрузки. — Сборник. Расчет пространственных конструкций. Вып. VIII. М., Госстройиздат, 1962.
8. **Игнатченко Е. А.** Новое в строительстве резервуаров и газгольдеров. Методы рулонирования. — Монтажные и спец. работы в строительстве, 1960, № 11.
9. **Кандеев В. И., Котляр Е. Ф.** Газгольдеры. М., ОНТИ НКТИ СССР, 1936.
10. **Корниенко В. С., Поповский Б. В.** Сооружение резервуаров. М., Стройиздат, 1971.
11. **Корниенко В. С., Поповский Б. В., Линевич Г. В.** Изготовление и монтаж стальных резервуаров и газгольдеров. М., Стройиздат, 1964.
12. **Лессиг Е. Н., Лилеев А. Ф., Соколов А. Г.** Листовые стальные конструкции. М., Госстройиздат, 1960.

ГЛАВА 22. РЕЗЕРВУАРЫ

22.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

22.1.1. Основные определения, классификация и назначение резервуаров

Резервуарами называются сосуды, предназначенные для приема, хранения, технологической обработки и отпуска различных жидкостей: нефти, нефтепродуктов, сжиженных газов, воды, водного аммиака, технического спирта и др.

В зависимости от положения в пространстве и геометрической формы стальные резервуары делятся на следующие типы: вертикальные цилиндрические; горизонтальные цилиндрические; каплевидные осесимметричные; сферические и др.

По расположению относительно планировочного уровня строительной площадки резервуары делятся на: надземные, когда днище резервуаров расположено на опорах выше уровня основания — грунта (с зазорами); наземные, когда днище резервуаров непосредственно опирается на основание — грунт (без зазора); подземные, когда верхняя грань или верхняя образующая резервуаров расположена ниже планировочного уровня территории площадки.

Вертикальные цилиндрические резервуары бывают: со стационарной крышей; с понтоном; с плавающей крышей.

Резервуары со стационарной крышей в зависимости от конструкции покрытия могут быть: с конической крышей и с центральной стойкой или без нее, когда крыша представляет собой распорную конструкцию; со сферической крышей в виде распорной конструкции; с висячей крышей (так называемой «безмоментной кровлей») и центральной стойкой; с торосферической кровлей и кривизной в двух направлениях; с тороцилиндрической кровлей и кривизной в меридиональном направлении; со складчатой кровлей; с гофрированной конической кровлей и др.

Днище вертикальных цилиндрических резервуаров обычно делают в виде пологой конической конструкции с небольшим углом наклона в сторону центра или наоборот.

Стенка резервуара представляет собой цилиндр, состоящий из поясов, имеющих

высоту, равную ширине применяемых листов: 1,5; 1,8; 2 м и больше. Длина применяемых листов 6—8 м и более. По типу конструкции стенки могут быть однослойными, двухслойными (в нижних поясах), предварительно-напряженными, усиленными бандажами и др.

Во время эксплуатации герметически закрытых резервуаров со стационарной крышей при их наполнении жидкостью образуется избыточное давление в паровоздушной зоне, а при опорожнении — вакуум.

Избыточное давление вызывает в стенке резервуара сверх гидравлического давления дополнительное растяжение, а в крыше — изгибающий момент, нормальную и поперечную силу и краевой эффект по ее контуру.

Вакуум вызывает в конструкциях резервуаров такие же усилия, но обратного знака. Чтобы ограничить избыточное давление и вакуум в принятых проектом пределах, на крыше резервуаров устанавливают аппаратуру, регулирующую их размеры в заданных пределах. Для большей гарантии обычно устанавливают два типа аппаратуры: механическую и гидравлическую.

В резервуарах со стационарной крышей, относящихся к резервуарам низкого давления, хранятся нефтепродукты с низким потенциалом бензина. Они предназначены для эксплуатации при малой оборачиваемости нефтепродуктов (не более 10—12 раз в год).

Для хранения нефти и легкоиспаряющихся нефтепродуктов при большой оборачиваемости применяются резервуары с плавающей крышей и понтоном. В этих резервуарах практически отсутствуют избыточное давление и вакуум.

Резервуары повышенного давления (до 30 кПа), как правило, применяются для длительного хранения нефтепродуктов при оборачиваемости не более 10—12 раз в год.

При проектировании листовых конструкций резервуаров следует ориентироваться на преимущественное применение отечественного прогрессивного метода рулонирования со стыковым соединением листов.

В резервуарах объемом 100 тыс. м^3 и более в отдельных случаях может применяться полистовой способ сборки конструкций со сварными соединениями.

22.1.2. Стали для несущих элементов резервуаров

Выбор марок сталей для несущих элементов резервуаров (стенки, днища, окрайки днища, покрытия и т. д.) зависит от ряда условий: района строительства (в основном отрицательных температур района); вместимости резервуаров; интенсивности эксплуатации (оборачиваемости хранимых продуктов в год); степенью агрессивности среды; пожароопасности хранимых продуктов.

Строительными нормами СНиП II-91-77 стальные резервуары отнесены к группам конструкций: I и II (см. гл. 1). К группе I относятся резервуары объемом 10 тыс. м^3 и более, к группе II — 5 тыс. м^3 и менее.

В резервуаростроении (не считая изотермических резервуаров) применяется ограниченное число марок сталей: ВСт3, 09Г2С, 16Г2АФ, 16Г2.

Для углеродистой стали применяются категории 2—6, а для низколегированной: при температуре $t \geqslant -40°$ категория 12, а при $-40 > t \geqslant -65°$ С категория 15.

В низкотемпературных (—70° С и ниже) хранилищах применяются специальные марки сталей (никельсодержащие, нержавеющие и др., а также алюминиевые сплавы).

22.2. КОНСТРУКЦИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ ДЛЯ НЕФТИ И НЕФТЕПРОДУКТОВ

Вертикальные цилиндрические резервуары в соответствии с установившимся нормальным рядом проектируются номинальной вместимостью: 100, 200, 300, 400, 700, 1000, 2000, 3000, 5000, 10 000, 15 000, 20 000, 30 000 м^3, а также уникальные резервуары объемом 50 000—100 000 м^3 и более. Максимальный объем резервуаров со стационарной крышей, согласно СНиП II-П.3-70, не должен превышать: при хранении легковоспламеняющихся жидкостей (например, бензина) 20 000 м^3, а при хранении горючих жидкостей (например, мазута) 50 000 м^3. Эти резервуары относятся к резервуарам низкого давления и рассчитаны на избыточное давление 2 кПа и вакуум 0,25 кПа.

Максимальный объем резервуаров с понтоном для хранения нефти и легковоспламеняющихся жидкостей не должен превышать 50 000 м^3, а резервуаров с плавающей крышей для тех же жидкостей — 120 000 м^3. В дальнейшем пределы максимальных объемов могут быть увеличены по мере разработки противопожарных мероприятий.

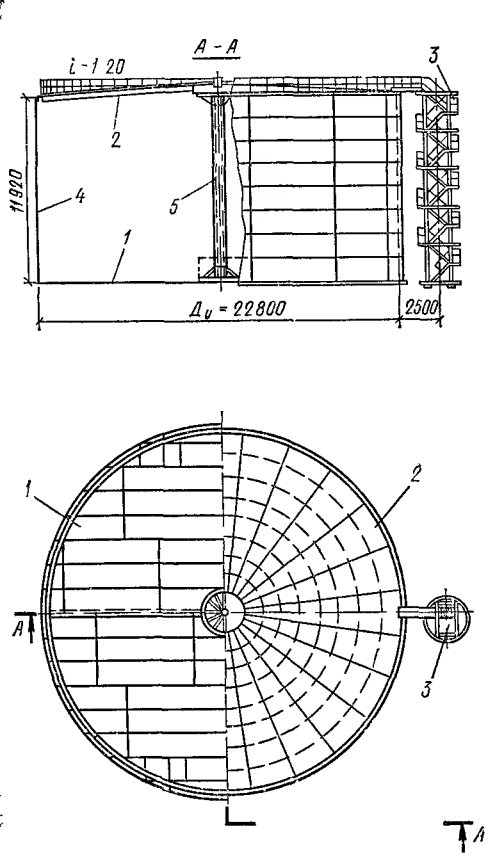
22.2.1. Конструкция резервуаров со стационарной крышей

Резервуары этого типа могут иметь конический, сферический, складчатый, гофрированный, «безмоментный» и другие типы покрытий.

На рис. 22.1 приведена конструкция резервуара номинальной вместимостью 5000 м^3 с конической крышей и центральной стойкой.

При проектировании резервуаров объемом до 5000 м^3 с конической крышей следует отдавать предпочтение конструкции без стойки, которая более надежна в эксплуатации.

В отдельных случаях в резервуарах объемом до 5000 м^3 при малой снеговой нагрузке, например, не более 1500 Н/м^2 может быть применена так называемая безмоментная кровля с центральной стойкой. Такая кровля представляет собой оболочку отрицательной гауссовой кривизны. По наружному контуру резервуара кровля приваривается к кольцу жесткости (рис. 22.2), а в центральной части — к зонту стойки.



В нижней части стойка имеет телескопическую конструкцию, допускающую подъем стойки при избыточном давлении.

В резервуарах большого объема, когда толщина нижних поясов больше рулонируемой, целесообразны новые конструктивные решения стенки: усиление нижних поясов бандажами, применение двухслойной или предварительно-напряженной конструкции. На рис. 22.3, *а*, *б* в качестве примера приводится конструкция резервуара объемом 15 тыс. м³ с двухслойной стенкой и сферической крышей.

Резервуар монтируется методом рулонирования с одновременным разворачиванием обоих рулонов с некоторым опережением развертывания внутреннего рулона.

Второй слой или бандажи к стенке резервуара не привариваются.

На вертикальных цилиндрических резервуарах в пределах верхних поясов стенки устанавливают горизонтальные кольца жесткости различного назначения. В резервуарах с плавающей крышей кольца жесткости устанавливают в нижней части верхнего пояса с наружной стороны стенки, чтобы обеспечить устойчивость стенки во время монтажа и в условиях эксплуатации для восприятия в основном ветровой нагрузки. Кольцо жесткости в этом случае является

Рис. 22.1. Вертикальный цилиндрический резервуар объемом 5000 м³ со стационарной конической крышей

1 — днище; *2* — крыша; *3* — шахтная лестница; *4* — стенка резервуара, *5* — центральная стойка

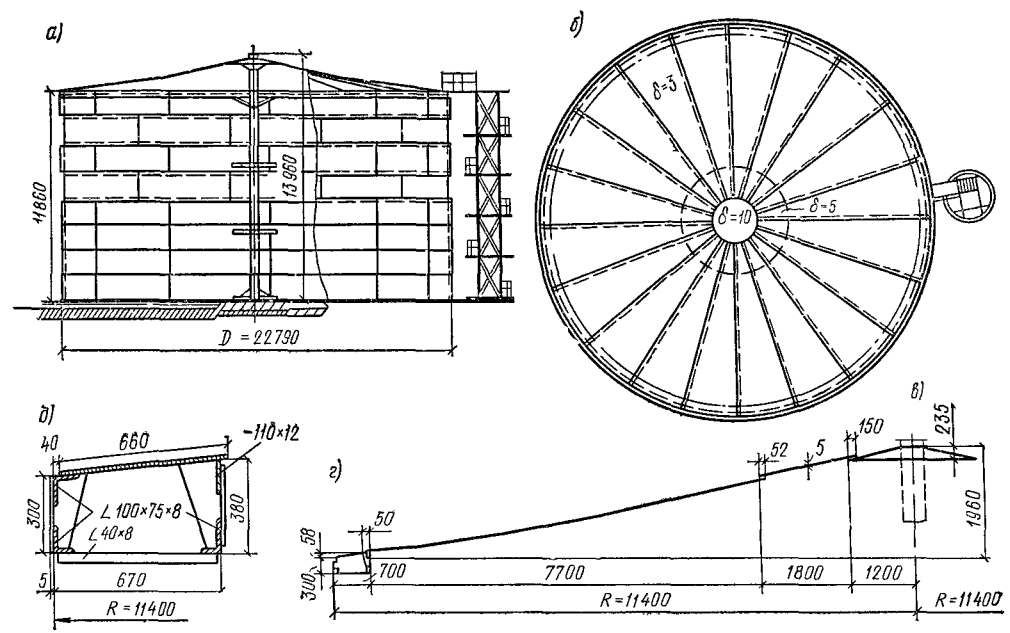


Рис. 22.2. Стальной вертикальный цилиндрический резервуар объемом 5000 м³ с безмоментной кровлей

а — общий вид; *б* — план кровли; *в* — зонт стойки кровли; *г* — схема кровли; *д* — кольцо жесткости

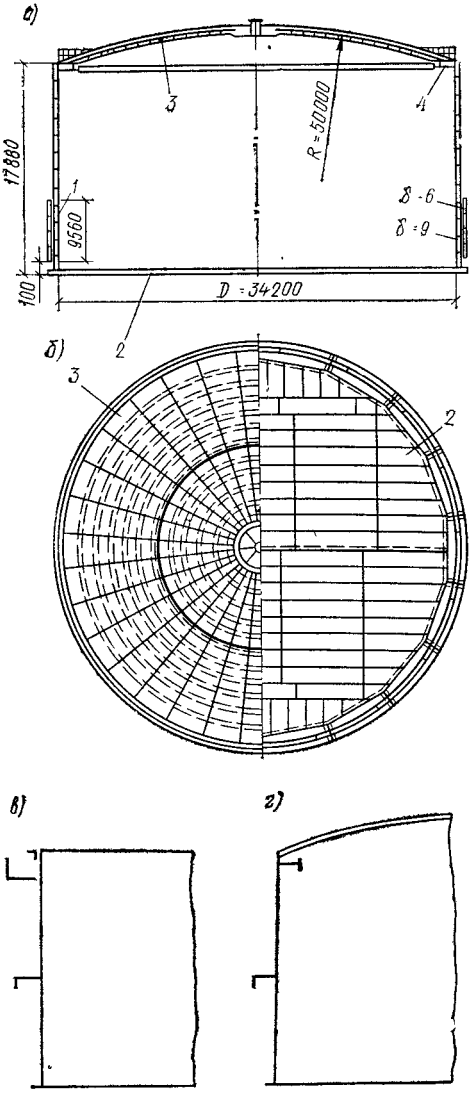


Рис. 22.3. Вертикальный цилиндрический резервуар объемом 15 тыс. м³ с двухслойной стенкой и сферической крышей

а — вертикальный разрез; *б* — план сферической крыши и днища; *в* — резервуар с плавающей крышей; *г* — с понтоном и стационарной крышей; *1* — стенка; *2* — днище; *3* — сферическая крыша; *4* — кольцо жесткости

одновременно ходовой площадкой для обслуживания резервуаров.

В резервуарах со стационарной крышей кольцо жесткости устанавливают в распорных конструкциях с внутренней стороны для восприятия возникающего распора и частично для обеспечения неизменяемости формы стенки при воздействии ветровой нагрузки и вакуума.

В резервуарах вместимостью 50—100 тыс. м³ и более иногда возникает необходимость в установке на стенке промежуточных колец жесткости, которые дают возможность соответственно уменьшить толщины верхних поясов стенки с обеспечением необходимой устойчивости и неизменяемости формы оболочки.

22.2.2. Конструкция резервуаров с понтоном

Резервуар с понтоном представляет собой вертикальный цилиндрический резервуар со стационарным покрытием. Внутри резервуара устанавливается металлический понтон, закрывающий зеркало продукта и сокращающий потери нефти и нефтепродуктов от «больших» и «малых» дыханий.

Понтон состоит из понтонного кольца, обеспечивающего плавучесть всего понтона,

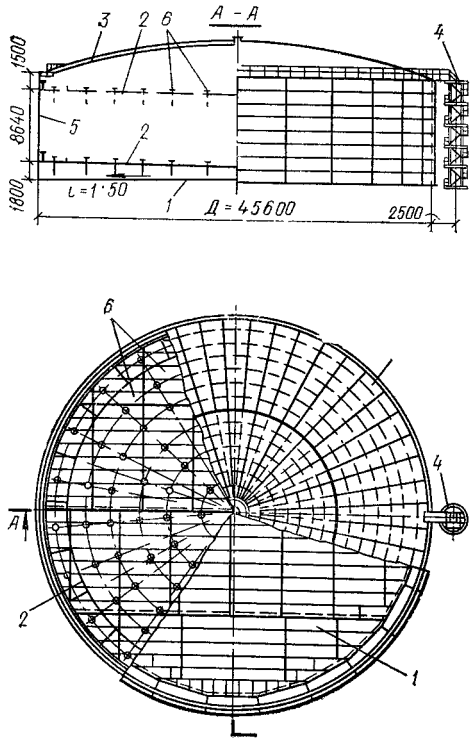


Рис. 22.4. Вертикальный цилиндрический резервуар объемом 20 тыс. м³ с понтоном

1 — днище; *2* — понтон; *3* — сферическая крыша; *4* — шахтная лестница; *5* — стенка резервуара; *6* — стойки понтона

и центральной части из плоских стальных листов. Понтонное кольцо проектируется двух типов: из замкнутых коробов или из открытых отсеков (на рис. 22.4 показан понтон с открытыми отсеками). В первом случае короба представляют собой закрытые листовые конструкции, имеющие в плане форму трапеции. Во втором случае на круглом днище понтона устанавливаются наружная и внутренняя концентрические стенки и разделяются на отсеки радиальными стенками.

Между стенкой резервуаров и наружной стенкой понтонов проектируется зазор

шириной 200—275 мм; для герметизации этого пространства устанавливается уплотняющий затвор жесткого или мягкого типа.

На рис. 22.5 приведен резервуар объемом 50 тыс. м³ с понтоном. Центральная часть понтона толщиной 4 мм состоит из полотнищ, изготовляемых методом рулонирования.

Концентрически расположенные элементы отсеков приняты из листов толщиной 5 мм, радиально расположенные — 8 мм.

Стенки отсеков сверху окаймлены уголком 50×5. Наружная стенка отсеков имеет высоту 760 мм, а внутренняя — 510 мм.

Понтонное кольцо в нижнем положении опирается на 32 стойки, расположенные в

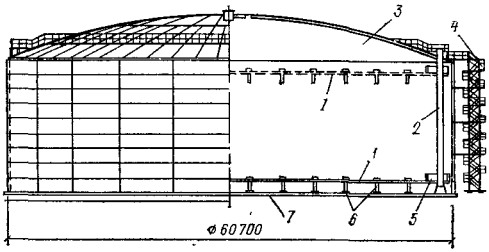


Рис. 22.5. Вертикальный цилиндрический резервуар объемом 50 тыс. м³ с понтоном

1 — понтон; *2* — направляющая труба понтона; *3* — сферическая крыша; *4* — шахтная лестница, *5* — закрытые отсеки понтона; *6* — стойки понтона; *7* — днище

один ряд по окружности, а центральная часть опирается на 116 стоек, расположенных по пяти концентрическим окружностям. Чтобы предотвратить повороты понтона при его подъеме и опускании под воздействием жидкости, в диаметральном направлении на днище размещают две направляющие трубы, которые наверху свободно устанавливают в патрубки, прикрепленные к покрытию резервуара, а внизу приваривают к днищу.

22.2.3. Конструкция резервуаров с плавающей крышей

Резервуар с плавающей крышей (рис. 22.6) представляет собой вертикальный цилиндрический резервуар без стационарного покрытия. Для сокращения потерь нефти и нефтепродуктов при хранении (от «малых» дыханий) и при наливе и сливе продуктов (от «больших» дыханий) внутри резервуара установлен понтон, закрывающий зеркало продукта.

Понтон состоит из закрытых герметичных коробов, образующих замкнутое кольцо, обеспечивающее его плавучесть.

Центральная часть плавающей крыши представляет собой тонкую стальную мембрану, которая приварена к внутреннему контуру коробов.

Между наружным контуром понтонного кольца и стенкой резервуара зазор 200—275 мм в зависимости от типа уплотняющего затвора.

Для герметизации плавающей крыши в зазоре устанавливают специальные уплотняющие затворы мягкого или жесткого типа, способные нормально работать при наибольшем или наименьшем фактическом зазоре в пределах допусков на изготовление и монтаж.

Чтобы придать открытой сверху стенке резервуара необходимую жесткость и устойчивость, в пределах верхнего пояса устанавливается кольцо жесткости, которое одновременно является и ходовой площадкой.

Для обслуживания плавающей крыши снаружи резервуара устанавливают шахтную лестницу. А для спуска на плавающую крышу и подъема на ходовую площадку

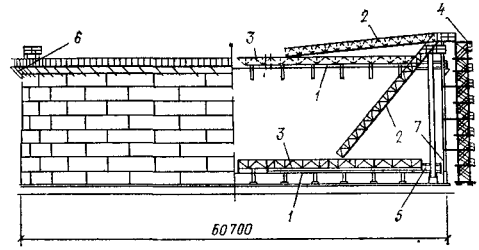


Рис. 22.6. Резервуар объемом 50 тыс. м³ с плавающей крышей

1 — плавающая крыша; *2* — катучая лестница; *3* — рельсовый путь; *4* — шахтная лестница; *5* — закрытые короба понтона, *6* — кольцо жесткости (ходовая площадка); *7* — зазор между стенкой резервуара и понтоном

устанавливают катучую лестницу, нижний конец которой вместе с плавающей крышей поднимается или опускается, катаясь по рельсам, установленным на плавающей крыше. Верхний конец лестницы шарнирно прикреплен к стенке резервуара. Атмосферные осадки удаляются с плавающей крыши через водоспуск, находящийся под плавающей крышей резервуара и прикрепленный к ее центру снизу.

22.2.4. Основные положения оптимизации вертикальных цилиндрических резервуаров для нефти и нефтепродуктов

Оптимизация в резервуаростроении может рассматриваться в двух аспектах:

а) как частное решение, связанное с определением оптимальных параметров самих резервуаров (высоты и диаметра), исходя из минимального расхода металла или удельной стоимости, отнесенных к 1 м³ их объема;

б) как комплексное решение проблемы в целом путем анализа результатов оптимального проектирования, например резервуарного парка с учетом всех затрат, включающих стоимости резервуаров и содержащихся в них продуктов, эксплуатационных расходов, включающих потери от испарения, стоимости территории, коммуникаций и др.

Комплексное рассмотрение проблемы — задача специфическая, выходящая за ком-

петенцию строительной проектной организации, и поэтому здесь не рассматривается.

Ниже приводятся основные положения оптимизации самих резервуаров, которые имели бы экономичные показатели расхода металла или удельной стоимости и были технологичны в изготовлении и монтаже.

Для резервуаров со стационарной крышей оптимальная высота стенки может быть определена по формулам В. Г. Шухова, полученным им для резервуаров:

с переменной толщиной стенки

$$h_{опт} = \sqrt{\frac{mR\Delta}{n\gamma}}, \qquad (22.1)$$

где γ — плотность жидкости, т/м³; R — расчетное сопротивление сварного шва, МПа; m — коэффициент условий работы; n — коэффициент перегрузки, $\Delta = \delta_{дн} + \delta^{кр}_{прив}$ — сумма толщины днища и приведенной толщины кровли;

при постоянной толщине стенки

$$h_{опт} = \sqrt[3]{\frac{V}{\pi}\left(\frac{\Delta}{\delta_{ст}}\right)^2}, \qquad (22.2)$$

где $\delta_{ст}$ — толщина стенки; V — объем резервуара.

Формулы В. Г. Шухова выражают вывод автора о том, что резервуары с переменной толщиной стенки имеют минимальную массу в том случае, когда масса стенки равна сумме масс днища и крыши; при постоянной толщине стенки ее масса должна быть вдвое больше указанной суммы.

Анализ показывает, что формулы В. Г. Шухова применимы в основном для резервуаров со стационарной крышей объемом до 5 тыс. м³, изготовленных из одной марки стали.

Для резервуаров большого объема, других конструктивных форм и изготовленных из нескольких марок сталей оптимальные параметры должны определяться на основании следующих основных положений, установленных по результатам анализа материалов проектирования резервуаров новых конструктивных форм, более сложных, чем резервуара со стационарной крышей.

В общем случае для оптимизации составляется целевая функция, выражающая суммарный объем металла, потребного для изготовления всего комплекса элементов резервуаров.

Тогда общая масса металла будет

$$M = \left(M^{пер}_{ст} + M^{пост}_{ст}\right) + \left(M^{окр}_{дн} + M^{ц.ч}_{дн}\right) + \left(M^{короб}_{понт} + M^{ц.ч}_{понт}\right) + M_{кр} + M_{др\ констр} = \{2r_{вн}\left(h^{пер}_{п}\sum\delta^{пер}_{ст} + h^{пост}_{п} + h^{пост}_{п}\sum\delta^{пост}_{ст}\right) + \left[\left(r_{вн} + c\right)^2 - r^2_{ц.ч\ дн}\right]\delta_{окр} + r^2_{ц.ч.дн}\delta_{ц.ч\ дн} + \left[\left(r^2_{вн.понт} - r^2_{ц.ч.понт}\right)\delta^{прив}_{понт} + r^2_{ц.ч.понт}\delta_{ц.ч\ понт}\right]\}\pi\gamma + M_{кр} + M_{ур.констр}. \qquad (22.3)$$

Удельный расход стали выражается формулой

$$m_{уд} = \frac{1}{v_п}\, 2r_{вн}\left(h^{пер}_{п}\sum\delta^{пер}_{ст} + h^{пост}_{п}\sum\delta^{пост}_{ст}\right) + \left[\left(r_{вн} + c\right)^2 - r^2_{ц.ч\ дн}\right]\delta_{окр} + r^2_{ц.ч.дн}\delta_{ц\ н.дн} + \left[\left(r^2_{вн.понт} - r^2_{ц.ч.понт}\right)\delta^{прив}_{понт} + r^2_{ц.ч.понт}\delta_{ц.ч\ понт}\right]\pi\gamma + M_{кр} + M_{ур.констр}, \qquad (22.4)$$

где $M^{пер}_{ст}$ — масса стенки с переменными толщинами поясов; $M^{пост}_{ст}$ — масса стенки с постоянными толщинами поясов; $M^{окр}_{дн}$ — масса окрайков днища; $M^{ц.ч}_{дн}$ — масса центральной части днища; $M^{короб}_{понт}$ — масса коробов понтона; $M^{ц.ч}_{понт}$ — масса центральной части понтона; $M_{кр}$ — масса крыши с кольцом жесткости; $M_{др.констр}$ — масса других конструкций (лестниц, площадок и др.); $V_п$ — полезный объем резервуара; $r_{вн}$ — внутренний радиус резервуара; $h^{пер}_{ст}$ и $h^{пост}_{ст}$ — высота поясов стенки с переменной и постоинной толщиной; $\delta^{пер}_{п}$ и $\delta^{пост}_{п}$ — толщина поясов; c — ширина внешней части окрайков, выступающая за стенку; $r_{ц\ ч}$ — радиус центральной части понтона; $r_{вн\ ст\ понт}$ — радиус внешней стенки понтона; $\delta^{прив}_{понт}$ — приведенная толщина понтона.

При оптимизации резервуаров за критерий оптимальности принимается удельный расход стали или стоимость, приходящаяся на 1 м³ их полезного объема.

Формула (22.4) используется для поиска оптимальных параметров резервуаров ($H_{ст}$ и $D_р$), где высота стенки резервуара $H_{ст} = h_п\Sigma(\delta^{пер}_{ст} + \delta^{пост}_{ст})$, а диаметр $D_р = 2r_{вн}$; $h_п$ — высота пояса стенки.

Поиск оптимальной высоты, диаметра и полезного объема резервуаров производится вариацией числа поясов (увеличением или уменьшением их числа). При этом каждый раз определяются диаметры (или $2r_{вн}$) и сечения элементов резервуаров на основании расчета при сохранении их полезного объема. Сопоставлением удельных расходов стали или стоимости, полученных для рассмотренных вариаций, определяется минимальный из них, которому соответствуют оптимальные величины высоты и диаметра.

Полезный объем резервуара соответствует объему цилиндра с оптимальными параметрами с учетом недолива резервуара, обусловленного заданием на проектирование.

При этом высота стенки и диаметр резервуара должны определяться из условия, что высота кратна ширине листов, а длина окружности — длине листов, т. е. высота стенки и диаметр должны быть целочисленными величинами.

Практически в резервуарах применяются листы 1500×6000, 1800×8000, 2000×8000 мм. В перспективе предполагается применение листов размером 2500×12 000 мм и др.

Поиск оптимальной высоты резервуаров должен быть согласован с несущей способностью грунтов, размером снеговой и ветровой нагрузок, сейсмическими условиями района строительства, возможностями изготовления и монтажа резервуаров, влиянием параметров на размер потерь нефтепродуктов и т. д.

Поэтому наиболее корректное в математическом отношении решение можно получить (в общем случае), приняв за критерий оптимальности удельную приведенную стоимость.

В ЦНИИпроектстальконструкции разработаны проекты резервуаров с оптимальными габаритами. В резервуарах объемом 10—100 тыс. м³ за оптимальную принята высота 18 м исходя из возможности рулонирования на современных механизированных станах. Эта высота отличается от теоретического значения всего на 3—5%, если не учесть расходов, связанных с удорожанием оснований и фундаментов резервуаров из-за большей высоты и увеличения давления на основание.

Поэтому высота около 18 м практически соответствует искомой оптимальной.

22.2.5. Технико-экономические показатели вертикальных цилиндрических резервуаров

Определение экономической эффективности стальных резервуаров для хранения нефти и нефтепродуктов и оценка их преимуществ в разных условиях эксплуатации — сложная комплексная задача, зависящая от многих факторов.

В стадии проектирования стальных конструкций резервуаров возможно учитывать лишь ограниченное число показателей: удельный расход металла, отнесенный к 1 м³ полезного объема резервуаров, и удельную стоимость при применении нескольких марок сталей.

Как правило, следует сравнивать однотипные конструкции, чтобы выявить их зависимости от объемов, принятых марок сталей и других показателей.

Рациональность применения резервуаров разных типов решается технологическими институтами нефтяного направления.

На рис. 22.7 приводятся показатели удельного расхода стали (M, кг/м³) в резервуарах разных типов. Из сопоставления технико-экономических показателей можно сделать следующие выводы.

1. Удельный расход металла с увеличением объема резервуаров всех типов уменьшается. Например, в резервуарах низкого давления со стационарной крышей (типовой проект 1969 г.) объемом 100—20 000 м³ уменьшается от 58 до 18,7 кг/м³.

2. Удельный расход металла для резервуаров с оптимальными параметрами (типовой проект 1972 г.), например объемом 5, 10, и 20 тыс. м³, по сравнению с типовыми резервуарами тех же объемов (проект 1969 г.) с небольшой высотой (12 м) ниже (соответственно от 3,5 до 13,5%).

3. Удельный расход металла в резервуарах с понтоном по сравнению с резервуарами без понтона объемом 10 и 20 тыс. м³ в среднем на 14% выше.

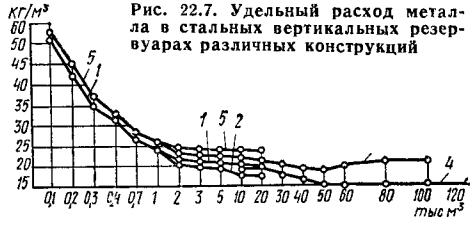


Рис. 22.7. Удельный расход металла в стальных вертикальных резервуарах различных конструкций

1 — со стационарной крышей объемом до 20 тыс. м³ (типовой проект 1969 г.); *2* — то же, объемом до 20 тыс. м³ оптимальных параметров (типовой проект 1972 г.); *3* — с понтоном оптимальных параметров (проект 1972—1973 гг.); *4* — большого объема с плавающей крышей, высотой стенок до 18 м (проект 1972—1973 гг.); *5* — с понтоном объемом до 20 тыс. м³ (типовой проект 1969 г.)

4. Удельный расход металла в резервуарах с плавающей крышей по сравнению с резервуарами с понтоном в среднем на 14% меньше. Например, для резервуаров объемом 10, 20 и 30 тыс. м³ удельный расход составляет соответственно: 19,6; 19,2; 17,2 и 22; 21,2; 20. В резервуарах объемом 100 тыс. м³ эта разность достигает 40% (15,6 и 21,8 кг/м³), что является следствием утяжеления стационарного покрытия.

22.3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ

22.3.1. Общие указания

Несущие элементы стальных конструкций резервуаров рассчитывают по предельным состояниям в соответствии со строительными нормами и правилами (СНиП II-В.3-72. Стальные конструкции. Нормы проектирования и СНиП II-6 74. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования).

Нормативные нагрузки, действующие на конструкции резервуаров, а также коэффициенты перегрузки принимаются в соответствии со СНиП II-6-74.

Дополнительные коэффициенты перегрузок (не содержащиеся в СНиП)	
Для избыточного давления и вакуума	1,2
При расчете подъема стенки резервуаров от избыточного давления и отсоса от ветровой нагрузки	0,9
Дополнительные коэффициенты условий работы	
При расчете цилиндрических стенок резервуара на прочность	0,8

Продолжение

на устойчивость	1
При расчете сферических покрытий	
по безмоментной теории . . .	0,9
» моментной » . . .	1
При расчете верхнего кольца жесткости покрытий резервуаров, воспринимающего распор от расчетной нагрузки	0,9
При расчете колец жесткости на устойчивость	0,9
При расчете сопряжения стенки резервуаров с днищем и других зон краевого эффекта	1,6

22.3.2. Расчет стенки резервуаров на прочность

На высоте x от днища на стенку резервуара действует гидростатическое давление (рис. 22.8)

$$p_x = \gamma (h - x), \qquad (22.5)$$

где γ — плотность жидкости; h — высота стенки до расчетного уровня жидкости.

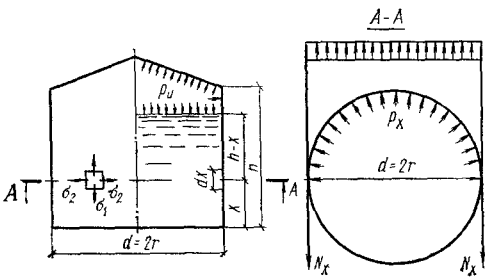


Рис. 22.8. Расчетная схема вертикального цилиндрического резервуара

Если на стенку действует еще избыточное давление $p_и$, то полное давление

$$p = \gamma (h - x) + p_и. \qquad (22.6)$$

При двухосном напряженном состоянии в оболочке возникают меридиональное усилие N_1 и кольцевое усилие N_2, связанные между собой соотношением

$$N_1/r_1 + N_2/r_2 = p, \qquad (22.7)$$

где r_1 и r_2 — радиусы кривизны соответственно в меридиональном и кольцевом сечении.

В цилиндрической оболочке $r_1 = \infty$

$$N_2 = npr_2 = [n_1\gamma (h - x) + n_2 p_и] r_2, \qquad (22.8)$$

где n_1 и n_2 — коэффициенты перегрузки.

Кольцевое напряжение на уровне x

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{\delta_{ст}} = \frac{[n_1\gamma (h - x) + n_2 p_и] r_2}{\delta_{ст}}. \qquad (22.9)$$

Толщина стенки цилиндрического резервуара

$$\delta_{ст} \geq \frac{[n_1\gamma (h - x) + n_2 p_и] r_2}{mR}. \qquad (22.10)$$

Прогиб стенки (радиальное перемещение)

$$\eta = \Delta r = \frac{[\gamma [h - x] + p_и] r^2}{E\delta_{ст}} = \frac{pr^2}{E\delta_{ст}} = \frac{p}{k}, \qquad (22.11)$$

где $k_{ст} = \dfrac{E\delta_{ст}}{r^2}$ (22.12)

— коэффициент постели стенки.

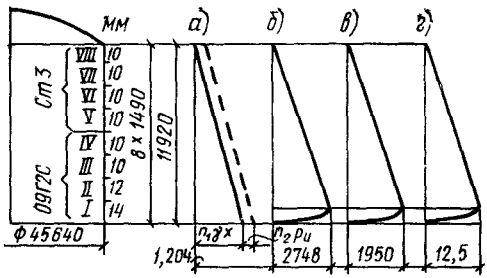


Рис. 22.9. Расчетная схема резервуара объемом 20 тыс. м³

а — эпюра давления; *б* — эпюра кольцевых усилий; *в* — эпюра кольцевых напряжений; *г* — эпюра радиальных перемещений (прогибов)

На рис. 22.9 приводятся расчетная схема резервуара объемом 20 тыс. м³ и эпюры давления, кольцевых усилий, кольцевых напряжений и радиальных перемещений (прогибов).

22.3.3. Расчет стенки резервуаров на устойчивость

Нагрузки, действующие на стационарное покрытие резервуаров и на стенку (снеговая, ветровая, теплоизоляция, собственная масса, избыточное давление и вакуум), в разных сочетаниях вызывают в стенке осевое и поперечное сжатие, вследствие чего стенка в некоторых случаях может потерять устойчивость

На осевое сжатие (вдоль образующих) стенку рассчитывают согласно СНиП II-В.3-72. Устойчивость стенки проверяют по формуле

$$\sigma_1 < m\sigma_{01}, \qquad (22.13)$$

где σ_1 — расчетное осевое (меридиональное) напряжение, $m = 1$ — коэффициент условий работы;

$$\sigma_{01} = cE\frac{\delta_{мин}}{r} \qquad (22.14)$$

— критическое напряжение, c — коэффициент, зависящий от отношения r/δ, принимаемый по табл. 22.1.

Замкнутая круговая цилиндрическая оболочка при действии внешнего размерного давления p, нормального к боковой поверхности, проверяется на устойчивость кольцевой формы по формуле

$$\sigma_2 \leq m\sigma_{э2}, \qquad (22.15)$$

Таблица 22.1 **Значения коэффициента c [к выражению (22.14)]**

r/δ	c	r/δ	c	r/δ	c	r/δ	c
50	0,3	300	0,16	800	0,09	2000	0,065
100	0,22	400	0,14	1000	0,08	2500	0,06
200	0,18	600	0,11	1500	0,07	3000	0,055

где

$$\text{при } 0,5 < L/r \leqslant 10, \quad \sigma_{02} = 0,55\, Er/L\, (\delta_{ср}/r)^{3/2}; \qquad (22.16)$$

$\sigma_2 = pr/\delta$ — расчетное кольцевое напряжение в оболочке; L — длина цилиндрической оболочки (высота стенки).

При стенке постоянной толщины $L = h_{ст}$. При стенке с переменной толщиной за длину оболочки принимается $L = h_{ст} - 0,33 h_{пер}$, где $h_{пер}$ — высота стенки с переменной толщиной поясов.

Замкнутая круговая цилиндрическая оболочка, подверженная одновременному действию нагрузок, вызывающих осевое и поперечное сжатие, проверяется на устойчивость по формуле

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{01}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{02}} < m, \qquad (22.17)$$

где $m = 1$.

22.3.4. Расчет сопряжения стенки резервуаров с днищем

В вертикальном цилиндрическом резервуаре, залитом до расчетного уровня жидкостью, имеющей плотность γ, в сопряжении стенки с днищем возникают изгибающий момент X_1 (M_0) и поперечная сила X_2 (Q_0).

Расчетная схема сопряжения приведена на рис. 22.10, основная система — на рис. 22.11.

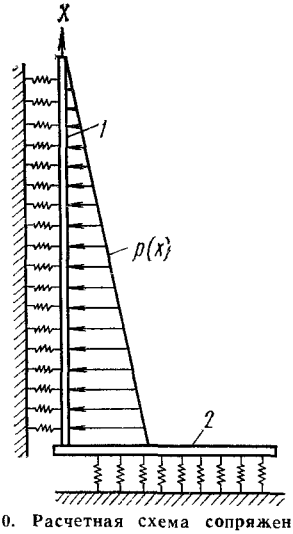


Рис. 22.10. Расчетная схема сопряжения стенки резервуара с днищем
1 — стенка, *2* — днище

Лишние неизвестные X_1 и X_2 определяются методом сил из решения канонического уравнения:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 + \Delta_{1p} = 0; \\ \delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 + \Delta_{2p} = 0, \end{aligned}\right\} \qquad (22.18)$$

где δ_{11}, $\delta_{12} = \delta_{21}$ и δ_{22} — единичные перемещения от $X_1 = 1$ и $X_2 = 1$, а Δ_{1p}, Δ_{2p} — грузовые члены, зависящие от внешних нагрузок, воздействующих на сопряжение.

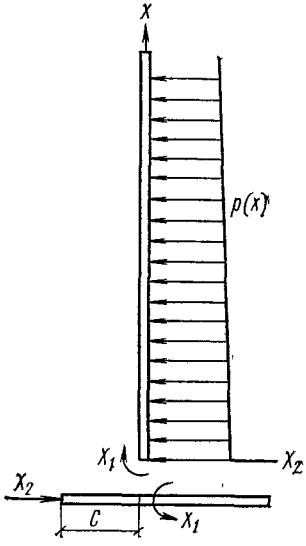


Рис. 22.11. Основная система. Усилия, возникающие в сопряжении стенки резервуара с днищем
X_1 — изгибающий момент; X_2 — поперечная сила

Все перечисленные перемещения состоят из двух слагаемых, выражающих соответственно перемещения стенки и днища:

$$\left.\begin{aligned} &\delta_{11} = \delta_{11}^{ст} + \delta_{11}^{дн}; \quad \delta_{12} = \delta_{12}^{ст} + \delta_{12}^{дн}; \\ &\delta_{22} = \delta_{22}^{ст} = \delta_{22}^{дн}; \\ &\delta_{21} = \delta_{21}^{ст} + \delta_{21}^{дн}; \ \Delta_{1p} = \Delta_{1p}^{ст} + \Delta_{1p}^{дн}; \\ &\Delta_{2p} = \Delta_{2p}^{ст} + \Delta_{2p}^{дн}. \end{aligned}\right\} \qquad (22.19)$$

В рассматриваемом методе расчета принято, что днище абсолютно жесткое на растяжение, т. е.

$$\delta_{12}^{дн} = \delta_{21}^{дн} = \delta_{22}^{дн} = \Delta_{2p}^{дн} = 0.$$

Поэтому в развернутом виде каноническое уравнение имеет вид

$$\left.\begin{aligned} &\left(\delta_{11}^{ст} + \delta_{11}^{дн}\right) X_1 + \delta_{12}^{ст} X_2 + \\ &\quad + \Delta_{1p}^{ст} + \Delta_{1p}^{дн} = 0; \\ &\delta_{21}^{ст} X_1 + \delta_{22}^{ст} X_2 + \Delta_{2p}^{ст} = 0. \end{aligned}\right\} \qquad (22.20)$$

Единичные перемещения и грузовые члены имеют следующие значения:

$$\delta_{11}^{ст} = \frac{1}{m_{ст} D_{ст}}; \quad \delta_{12}^{ст} = \delta_{21}^{ст} = \frac{1}{2m_{ст}^2 D_{ст}};$$

$$\delta_{22}^{ст} = \frac{1}{2m_{ст}^3 D_{ст}}, \qquad (22.21)$$

где

$m_{ст} = \sqrt{\frac{k_{ст}}{4D_{ст}}}$ — коэффициент деформации стенки;

$k_{ст} = \frac{E\delta^{ст}}{r_{ст}^2}$ — коэффициент постели стенки;

$D_{ст} = \frac{E\delta_{ст}^3}{12(1-\mu^2)}$ — цилиндрическая жесткость стенки;

δ — толщина стенки; $\mu = 0{,}3$ — коэффициент Пуассона для стали; $E = 2{,}1 \times 10^5$ МПа — модуль упругости стали.

$$\left.\begin{aligned} &\Delta_{1p}^{ст} = \frac{\gamma}{k_{ст}};\ \Delta_{2p}^{ст} = \frac{\gamma}{k_{ст}} h_{ст};\\ &\delta_{11}^{дн} = \frac{1}{m_{дн} D_{дн}} \times\\ &\times \frac{1 + \varphi^2 m_{дн} c + 2\theta m_{дн} c}{4}, \end{aligned}\right\} \qquad (22.22)$$

где

$m_{дн} = \sqrt{\frac{k_{дн}}{4D_{дн}}}$; $k_{дн}$ — коэффициент постели основания;

$D_{дн} = \frac{E\delta_{дн}^3}{12(-\mu^2)}$; $\delta_{дн}$ — толщина днища.

Значения $\zeta_{mx} = e^{-mx}\sin mx$; $\psi_{mx} = \theta_{mx} - \zeta_{mx}$; $\varphi_{mx} = \theta_{mx} + \zeta_{mx}$; $\theta_{mx} = e^{-mx}\cos mx$ приводятся в таблицах [26, 27, 28].

При решении канонических уравнений (22.20) необходимо учесть, что грузовой член $\Delta_{1p}^{дн}$ включает перемещения днища, возникающие от воздействия на него равномерно распределенного гидростатического давления жидкости q_0 и сосредоточенного давления на днище q_1 крыши и массы покрытия и стенки.

Поэтому

$$\Delta_{1p}^{дн} = \Delta_{1q_0}^{дн} + \Delta_{1q_1}^{дн},$$

где
$$\Delta_{1q_0}^{дн} = \frac{q_0 m_{дн}}{2k_{дн}}(1 - \varphi m_{дн} c\psi m_{дн} c + 2\theta m_{дн} c\zeta m_{дн} c); \qquad (22.23)$$

$$\Delta_{1q_1}^{дн} = \frac{q}{2m_{дн} D_{дн}} \theta^2 m_{дн} c.$$

Уравнения (эпюры) прогибов y, углов поворота φ, изгибающих моментов M и поперечных сил Q в стенке и днище, начиная от сопряжения по стенке вверх и по днищу вправо, выражаются формулами:

$$y_{ст} = \frac{2m_{ст}}{k_{ст}}(Q_0\theta_{mx} - m_{ст} M_0 \psi_{mx}); \qquad (22.24)$$

$$\varphi_{ст} = \frac{2m_{ст}^2}{k_{ст}}(-Q_0\varphi_{mx} + 2m_{ст} M_0 \theta_{mx}); \qquad (22.25)$$

$$M_{ст} = \frac{1}{m_{ст}}(-Q_0\zeta_{mx} + m_{ст} M_0 \varphi_{mx}); \qquad (22.26)$$

$$Q_{ст} = -Q_0\psi_{mx} - 2m_{ст} M_0 \zeta_{mx}. \qquad (22.27)$$

Изгибающий момент в днище

$$M_{дн} = \frac{M_0}{2}(1 + \varphi^2 m_{дн} c) - \frac{q_1}{4m_{дн} c}(1 - 2\theta m_{дн} c\zeta m_{дн} c - \psi m_{дн} c\varphi m_{дн} c) - \frac{q_0}{2m_{дн}^2}\zeta m_{дн} c. \qquad (22.28)$$

Напряжения в самом сопряжении от изгибающего момента $X_1 = M$ определяются формулами:

$$\sigma_{ст} = \frac{M_{ст}}{w_{ст}} \leqslant mRm_{кр}; \quad \sigma_{дн} = \frac{M_{дн}}{w_{дн}} \leqslant mRm_{кр}, \qquad (22.29)$$

где $w_{ст} = \frac{\delta_{ст}^2}{4}$; $w_{дн} = \frac{\delta_{дн}^2}{4}$;

$m_{пр} = 1{,}6$ с учетом краевого эффекта в сопряжении стенки с днищем и допустимости развития пластических деформаций.

22.3.5. Расчет колец жесткости стенки резервуаров

а) Расчет на прочность при воздействии ветровой нагрузки. Ниже приводится вновь разработанная автором настоящей главы Справочника методика расчета колец жесткости, устанавливаемых на стенках резервуаров, с учетом отношений высоты стенки H к диаметру D резервуаров.

В СНиП II-6-74 приводятся аэродинамические коэффициенты c_2, зависящие от следующих отношений H/D: 25; 7; 1; 1/3; 1/6; последние два отношения приведены впервые.

Вертикальные цилиндрические резервуары, как следует из табл. 22.2, практически имеют отношения H/D, равные или менее единицы.

Кроме того, большинство резервуаров имеют отношения, лежащие между 1 и 1/3, а также между 1/3 и 1/6.

Поэтому для облегчения выбора аэродинамических коэффициентов c_2 автором введены промежуточные отношения: 1/1,5 и 1/4,5 (табл. 22.3).

Под воздействием ветровой нагрузки в кольцах жесткости возникают изгибающие моменты $M_к$, поперечные силы $Q_к$ и нормальные силы $N_к$, определяемые следующими формулами:

$$M_к = k_1 q_в^р br^2; \quad Q_к = k_2 q_в^р br; \quad N_к = k_3 q_в^р br, \qquad (22.30)$$

где $q_в^р = nq_0kc_2$ — расчетная ветровая нагрузка; q_0 — скоростной напор ветра; k —

Таблица 22 2. **Отношения H/D в вертикальных цилиндрических резервуарах**

Высота, диаметр	Типовые проекты 1969 г. при объеме, тыс. м³											Проекты 1972 г. (резервуары с оптимальными габаритами) при объеме, тыс. м³											
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,7	1	2	3	5	10	20	1	5	10	15	20	30	40	50	60	80	100	120
H, м	5,96	5,96	7,45	7,45	8,94	8,94	11,92	11,92	11,92	11,92	11,92	11,92	14,9	17,9	17,9	17,9	17,9	17,9	17,9	17,9	17,9	17,9	17,8
D, м	4,73	6,73	7,58	8,53	10,43	12,33	15,18	18,98	22,8	34,2	45,6	10,43	20,92	28,5	34,2	39,9	45,6	56,9	60,7	66,3	75,4	88,7	92,3
H/D	1,26	0,91	0,98	0,87	0,85	0,725	0,78	0,66	0,52	0,35	0,26	1,16	0,715	0,63	0,525	0,43	0,39	0,315	0,295	0,27	0,24	0,20	0,19

Таблица 22 3. **Аэродинамические коэффициенты c_2 для расчета стенки резервуара на ветровую нагрузку (СНиП II-6-74)**

Отношение H/D	Углы в плане α, град												
	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180
По СНиП: 1	+1	0,8	+0,1	−0,7	−1,2	−1,5	−1,7	−1,2	−0,7	−0,5	−0,4	−0,4	−0,4
Интерполяция 1/1,5= =0,667	+0,95	+0,75	+0,25	−0,4	−0,9	−1,2	−1,35	−1,05	−0,65	−0,5	−0,4	−0,35	−0,35
По СНиП: 1/3=0,333	+0,9	+0,7	+0,4	−0,1	−0,6	−0,9	−1	−0,9	−0,6	−0,5	−0,4	−0,3	−0,3
Интерполяция 1/4= =0,250	+0,85	+0,7	+0,4	−0,05	−0,5	−0,75	−0,85	−0,7	−0,55	−0,45	−0,35	−0,25	−0,2
По СНиП: 1/6=0,167	+0,8	+0,7	+0,4	0	−0,4	−0,6	−0,7	−0,5	−0,5	−0,4	−0,3	−0,2	−0,1

Таблица 22.4. **Таблица коэффициентов k_1,**

Отношение H/D	Углы в плане α, град												
	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180
$k = \Sigma \dfrac{a^n}{n^2 - 1} \cos n\alpha$ к формуле (22.30)													
1	0,352	0,298	0,154	—0,033	—0,0201	—0,301	—0,308	—0,23	—0,101	0,038	0,154	0,228	0,252
1/1,5 = 0,667	0,291	0,248	0,13	—0,025	—0,164	—0,25	—0,26	—0,2	—0,092	0,028	0,13	0,197	0,219
1/3 = 0,333	0,23	0,197	0,107	—0,017	—0,126	—0,199	—0,213	—0,169	—0,083	0,017	0,106	0,166	0,187
1/4 = 0,25	0,206	0,175	0,094	—0,015	—0,112	—0,176	—0,187	—0,149	—0,075	0,014	0,094	0,149	0,168
1/6 = 0,167	0,181	0,153	0,081	—0,013	—0,098	—0,152	—0,161	—0,129	—0,066	0,01	0,081	0,131	0,149
$k_2 = \Sigma \dfrac{n\, a_n}{1 - n^2} \sin \alpha - a_1 \sin \alpha$ к формуле (22 30)													
1	0	—0,479	—0,82	—0,930	—0,8	—0,502	—0,153	0,128	0,266	0,29	0,217	0,111	0
1/1,5 = 0,667	0	—0,419	—0,727	—0,849	—0,77	—0,544	—0,257	—0,009	0,137	0,184	0,15	0,08	0
1/3 = 0,333	0	—0,359	—0,635	—0,768	—0,741	—,0585	—0,361	—0,145	0,007	0,078	0,082	0,049	0
1/4 = 0,25	0	—0,329	—0,578	—0,695	—0,669	—0,532	—0,342	—0,155	—0,02	0,054	0,067	0,044	0
1/6 = 0,167	0	—0,299	—0,521	—0,622	—0,596	—0,479	—0,323	—0,165	—0,048	0,03	0,051	0,039	0
$k_3 = \Sigma \dfrac{a^n}{1 - n^2} \cos n\alpha - 2a_1 \cos \alpha - a_0$ к формуле (22.30)													
1	—0,367	—0,292	—0,087	0,195	0,488	0,734	0,893	0,977	0,995	0,981	0,963	0,948	0,945
1/1,5 = 0,667	—0,561	—0,492	—0,301	—0,033	0,258	0,518	0,715	0,846	0,915	0,946	0,96	0,962	0,964
1/3 = 0,333	—0,755	—0,691	—0,514	—0,261	0,027	0,301	0,536	0,714	0,834	0,911	0,957	0,975	0,983
1/4 = 0,25	—0,75	—0,692	—0,53	—0,298	—0,034	0,22	0,44	0,607	0,726	0,802	0,848	0,871	0,88
1/6 = 0,167	—0,746	—0,693	—0,545	—0,336	—0,095	0,138	0,345	0,5	0,617	0,693	0,739	0,768	0,776

коэффициент, учитывающий изменение ветровой нагрузки по высоте сооружения; c_2 — аэродинамический коэффициент; b — ширина грузовой площади, с которой ветровая нагрузка передается на кольцо.

Коэффициенты k_1, k_2 и k_3 для отношений H/D: 1; 1/1,5; 1/3; 1/4 и 1/6 при расчете колец жесткости на прочность принимаются по табл. 22.4, 22.5, 22.6.

б) **Расчет колец жесткости на гидростатическую нагрузку.** В зоне колец жесткости на стенке под воздействием гидростатической нагрузки возникает краевой эффект. Реактивная сила, возникающая под кольцом:

$$P = \frac{n\gamma h_к}{0,5m_{ст} + \dfrac{\delta_{ст}}{F_к}}, \qquad (22.31)$$

где $h_к$ — расстояние от уровня жидкости до оси кольца;

$$m_{ст} = \sqrt[4]{\frac{3(1-\mu^2)}{r^2\delta_{ст}^2}} \qquad (22.32)$$

— коэффициент деформации стенки.

Кольцевое напряжение в стенке резервуара и кольца жесткости ($\sigma_к = \sigma_{ст}$)

$$\sigma_2 = \frac{P_r}{\delta_{ст} + \dfrac{F_к}{2s}}, \qquad (22.33)$$

где $s = 0,6\sqrt{r\delta}$ — ширина зоны влияния кольца жесткости в меридиональном направлении вверх и вниз от кольца.

Наличие кольца жесткости сказывается на уменьшении радиального перемещения стенки в зоне кольца.

Фактический прогиб стенки в этой зоне будет меньше, чем прогиб стенки без кольца:

$$\Delta r_к = \frac{\sigma_2 r}{nE} < \Delta r_{ст} = \frac{\gamma h_к r^2}{E\delta_{ст}}. \qquad (22.34)$$

Из неравенства (22.34) можно определить величину уменьшения прогиба стенки. Меридиональный изгибающий момент и напряжения, возникающие под кольцом в зоне краевого эффекта, определяются по формулам:

$$M_1 = \frac{P}{4m_{ст}}; \quad \sigma_1 = \frac{M_1}{w_{цл}} = \frac{4M_1}{\delta_{ст}^2}. \qquad (22.35)$$

Поперечная сила

$$Q = -P/2. \qquad (22.36)$$

Прогиб под кольцом можно определить также по формуле

$$w = y - \Delta r = P/4m_{ст}n. \qquad (22.37)$$

22.4. РАСЧЕТ СТАЦИОНАРНЫХ КРЫШ РЕЗЕРВУАРОВ

22.4.1. Расчет конической щитовой крыши

Расчет несущих радиальных балок щитов при наличии центральной стойки выполняется по схеме простой балки на двух опорах (стенки и центральной стойки), воспринимающей нагрузки от грузовой площади в виде треугольника или трапеции с криволинейным основанием по наружному контуру покрытия.

Поперечные балки щитов также рассчитывают по схеме простых балок, опирающихся на несущие радиальные балки щитов.

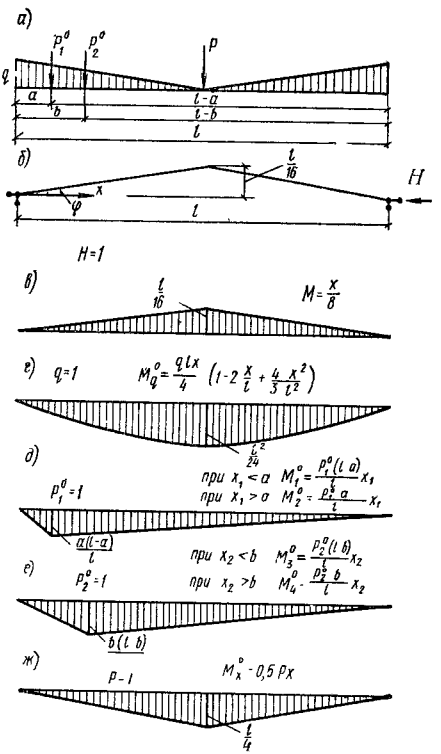


Рис. 22.12. Расчетная схема ломаной балки

а — расчетная схема; *б* — основная система; *в*—*ж* — эпюры моментов соответственно от $H=1$, $q=1$, $P_1^0=1$; $P_2^0=1$; $P=1$

При распорной системе расчет сводится к решению однажды статически неопределимой системы, если рассматривать несущие радиальные балки двух диаметрально противоположных щитов как одну ломаную балку, опирающуюся в наружных концах на стенку резервуаров. Эта балка воспринимает все вертикальные нагрузки (снеговую, от вакуума, массы крыши, оборудования, теплоизоляции и др.).

На рис 22.12 приведены расчетная схема балки, основная система и эпюры мо-

ментов в основной системе от единичных нагрузок.

Неизвестный распор $H=X_1$ определяется по формуле

$$X_1=-\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}}, \qquad (22.38)$$

где δ_{11} — сумма единичных перемещений от всех нагрузок; Δ_{1p} — грузовой член также от всех нагрузок.

Перемещения определяются по известным формулам строительной механики:

$$EJ\delta_{11}=\int M_н^2\,dx, \qquad (22.39)$$

где $M_н=M_q^0+M_{p_1}^0+M_{p_2}^0+M_p^0$; M_q^0, $M_{p_1}^0$, $M_{p_2}^0$, M_p^0 — балочные изгибающие моменты.

22.4.2. Расчет висячей («безмоментной») кровли

В безмоментной кровле кроме зон краевого эффекта у внешнего контура и центральной части кровли изгибающие моменты практически отсутствуют и кровля работает в меридиональном и кольцевом направлениях как безмоментная оболочка отрицательной гауссовой кривизны (рис. 22.13).

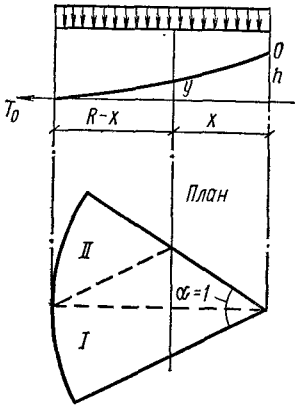


Рис. 22.13. Расчетная схема безмоментной кровли T_0 — меридиональное усилие при $\varphi=0$

Уравнение кривой меридионального сечения для случая, когда начальный угол наклона $\varphi=0$ имеет вид кубической параболы:

$$y=\frac{h}{2qR^3}x^3-\frac{3h}{2qR}x+\frac{h}{q}, \qquad (22.40)$$

где R — радиус кровли; h — высота кровли в центре; q — расчетная нагрузка.

Меридиональное усилие

$$T_1=\frac{qR^3}{3xh}. \qquad (22.41)$$

При $x=R$ $T_0=(qR^2)/3h$.

Опыт эксплуатации резервуаров показал, что для обеспечения стока осадков необходимо предусмотреть начальный угол подъема $\varphi=5°$. В этом случае уравнение для краевой точки имеет вид (рис. 22.14)

$$T_0=\frac{qR^2}{3(h-R\operatorname{tg}\varphi^0)\cos\varphi}. \qquad (22.42)$$

Для любой точки меридионального сечения кровли

$$T_{1x}=\frac{qR^3}{3x(h-R\operatorname{tg}\varphi^0)\cos\varphi}. \qquad (22.43)$$

Кольцевые усилия T_2 в безмоментной кровле при известных меридиональных усилиях T_1 определяются по соотношению

$$T_2=\frac{R_2}{R_1}T_1-R_2z, \qquad (22.44)$$

где R_1 и R_2 — переменные радиусы кривизны кровли в меридиональном и кольцевом направлениях; Z — проекция вертикальной внешней нагрузки на вертикальную ось.

Уравнение кривой меридионального сечения безмоментной кровли выражается в виде кубической параболы:

$$y=ax^3+bx; \qquad (22.45)$$

$$\frac{dx}{dy}=\operatorname{tg}\varphi=3ax^2+b, \qquad (22.46)$$

где

$$a=-\frac{h^3}{2r_0^3}; \quad b=\frac{3h}{2r_0}-\frac{\operatorname{tg}\varphi_0}{2}; \qquad (22.47)$$

r_0 — радиус стенки резервуара.

Радиусы кривизны безмоментной кровли определяются по формулам:

$$R_1=\frac{x\sqrt{1+(3ax^2+b)^2}}{6ax}; \qquad (22.48)$$

$$R_2=\frac{x\sqrt{1+(3ax^2+b)^2}}{3ax^2+b}; \qquad (22.49)$$

$$Z=q\cos\varphi=\frac{q}{\sqrt{1+(3ax^2+b)^2}}. \qquad (22.50)$$

22.4.3. Расчет сферического щитового покрытия с радиальными ребрами жесткости

Сферическое покрытие с радиальными ребрами жесткости на осесимметричную равномерно распределенную нагрузку может быть рассчитано следующим упрощенным способом, дающим удовлетворительный для практических целей результат.

Сферическое покрытие расчленяется на отдельные плоские арки, включающие по два диаметрально противоположных криволинейных щита. Поскольку сферическое покрытие имеет по наружному контуру общее для всех щитов кольцо жесткости, воспринимающее распор в арках, то оно может рассматриваться как общая затяжка для всех арок. Поэтому каждую арку можно рассчитать как плоскую двухшарнирную арку с условной затяжкой.

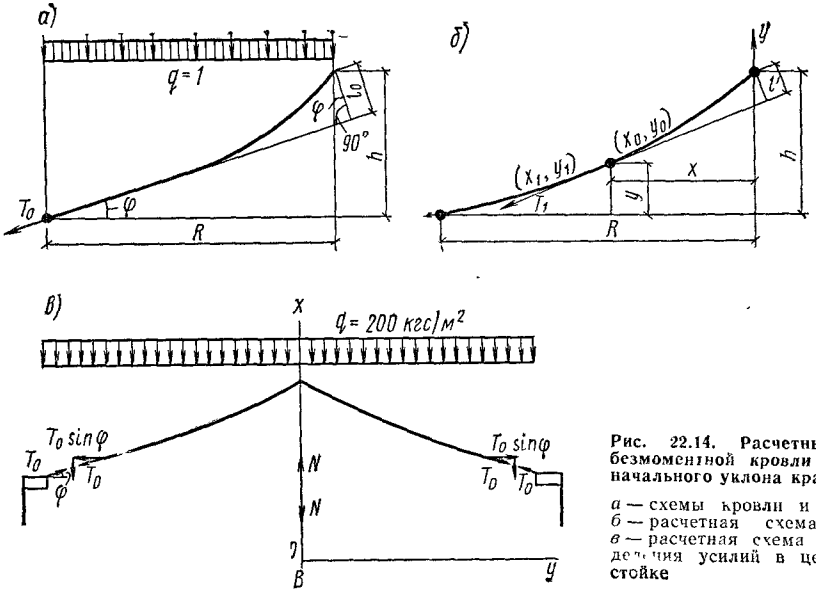


Рис. 22.14. Расчетные схемы безмоментной кровли с учетом начального уклона краев (φ)

а — схемы кровли и нагрузки; *б* — расчетная схема кровли; *в* — расчетная схема для определения усилий в центральной стойке

На рис. 22.15 и 22.16 приводятся расчетные схемы двухшарнирной арки.

Площадь сечения условной затяжки определяется таким образом, чтобы ее упругие деформации были равны упругим деформациям опорного кольца в диаметральном направлении, возникающим от воздействия горизонтальных реакций всех опор арок.

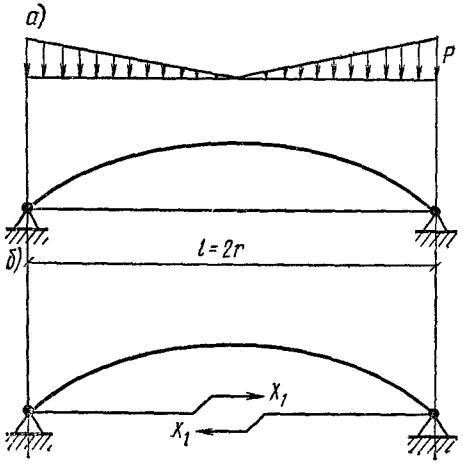


Рис. 22.15. Расчетная схема двухшарнирной арки с условной затяжкой

Увеличение диаметра кольца от единичных распоров всех ребер по закону Гука:

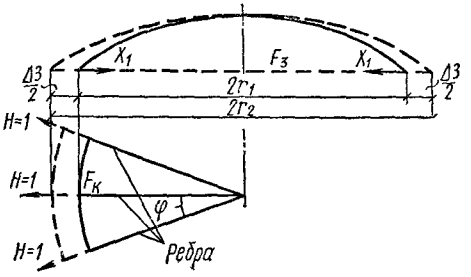
$$\Delta_к = \frac{N_к 2r}{EF_к} = \frac{nr_1}{\pi EF_к}, \qquad (22.51)$$

где $N_к = pr = \frac{nHr_1}{2\pi r_1} = \frac{n}{2\pi}$,

— осевое усилие от $H=1$; p — равномерное давление в кольце от всех распоров; H — распор; n — число ребер в куполе.

Удлинение условной затяжки от единичного распора одной арки по закону Гука:

$$\Delta_з = \frac{1\ 2r_1}{EF_з}, \qquad (22.52)$$



а — расчетная схема; *б* — основная система

Рис. 22.16. Расчетная схема арки для определения сечения условной затяжки

где $F_з$ — площадь сечения условной затяжки.

Из условия $\Delta_к = \Delta_з$ получается

$$F_з = \frac{2\pi F_к}{n}. \qquad (22.53)$$

Задача является однажды статически неопределимой с одним неизвестным $x_1 = H$ (распором).

За основную систему принимается арка с разрезанной затяжкой, к которой приложена единичная сила $X_1 = 1$.

В арке от воздействия силы $X_1 = 1$ возникают изгибающий момент M_1, про-

дольная сила N_1, поперечная сила Q_1, определяемые формулами.

$$M_1 = -y; \quad N_1 = -\cos\varphi; \quad Q = \sin\varphi, \quad (22.54)$$

а в затяжке только сила $H=1$.

Основное неизвестное $x_1=H$ определяется из решения канонического уравнения согласно формулам (22.38) и (22.39)

Для определения ординат и балочных моментов уравнение оси круговой арки принимается в параметрическом виде:

$$x = l/2 - \rho\sin\varphi; \quad y = f - \rho(1-\cos\varphi), \quad (22.55)$$

где начало координат — на левой опоре арки. Приняты обозначения: f — стрелка арки; l — пролет арки; ρ — радиус кривизны арки.

Формулы для балочного изгибающего момента и поперечной силы имеют вид:

$$\left.\begin{aligned} M_x^0 &= \frac{pl_x}{4}\left(1 - \frac{x}{l} + \frac{4}{3}\frac{x^2}{l^2}\right); \\ Q_x^0 &= \frac{pl_x}{4}\left(1 - 2\frac{x}{l}\right)^2. \end{aligned}\right\} \quad (22.56)$$

Усилия от распора $X=H$ определяются по формулам:

$$M_н = -yH; \quad N_н = -H\cos\varphi; \quad Q_н = H\sin\varphi. \quad (22.57)$$

Суммарные эпюры M, N и Q определяются по формулам:

$$M = M^0 + M_н; \quad N = N^0 + N_н; \quad Q = Q^0 + Q_н. \quad (22.58)$$

Устойчивость арки проверяется по формуле

$$\left.\begin{aligned} N_{кр_1} &= P_{кр}\, r = \frac{\pi^2-\alpha^2}{\alpha^2}\frac{EJ^*}{r^3} \\ &\text{или по формуле} \\ N_{кр_2} &= \frac{\pi^2 EJ^*}{\mu^2 s^2}, \end{aligned}\right\} \quad (22.59)$$

где α — центральный угол, опирающийся на половину дуги арки, s — длина полуарки, μ — коэффициент расчетной длины, зависящий от f/l (табл. 22.5).

* Из двух значений $N_{кр_1}$ и $N_{кр_2}$ принимается наименьшее.

Таблица 22.5 **Значения коэффициента**

Отношение f/l	0,05	0,2	0,3	0,4
μ	1	1,1	1,2	1,3

22.4.4. Расчет сферического щитового ребристо-кольцевого покрытия

Сферическое ребристо-кольцевое покрытие (купол) резервуаров можно рассчитать следующими способами:

последовательным применением способа введения условных затяжек с неизвестными распорами X_1, X_2, X_3, ..., X_n (рис. 22.17), где n — число кольцевых ребер;

введением изгибающих моментов в местах пересечения радиальных и кольцевых ребер и применением методики, приведенной в гл 21;

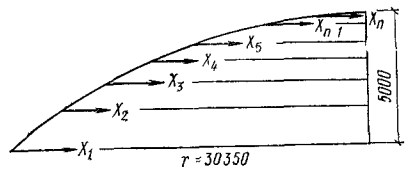


Рис. 22.17. Расчетная схема ребристо-кольцевого покрытия (купола) как арки с затяжками (по числу кольцевых ребер)

решением купола на осесимметричную нагрузку как циклической системы по методике, разработанной в ЦНИИпроектстальконструкции с применением ЭВМ.

22.5. КОНСТРУКЦИИ И СПЕЦИФИКА РАСЧЕТА РЕЗЕРВУАРОВ ДЛЯ ВОДЫ

Резервуары, проектируемые в ЦНИИпроектстальконструкции, предназначены в основном для хранения нефти и нефтепродуктов плотностью 0,9 т/м³. Однако на практике их используют, например, в котельных для горячей воды. Поскольку плотность воды выше плотности нефтепродуктов, то при использовании нефтяных резервуаров для воды уровень налива должен быть снижен в соответствии с соотношением плотностей нефтепродуктов и воды.

Резервуары для воды используют и в мокрых газгольдерах, но их на это и рассчитывают. Поэтому для проектирования вертикальных цилиндрических резервуаров для воды необходимо учесть опыт проектирования резервуаров для нефтепродуктов с учетом плотности воды и отсутствии избыточного давления и вакуума

Что касается резервуаров на башнях для технического водоснабжения, то их проектирование имеет свою специфику, связанную с высотным положением резервуаров и конструкцией днищ. В резервуарах для воды применяются пространственные днища: эллипсовидные, сферические, конические, сфероконические, сфероцилиндрические и др. (рис. 22.18).

Недостаток эллипсовидных днищ — трудность их изготовления. Для упрощения изготовления целесообразно применить сферические днища, образующая которых состоит из двух сопряженных дуг окружности. Радиус одной равен радиусу резервуара, а радиус другой — 1/5 большего радиуса.

Такое днище можно рассчитывать как для эллипсовидного резервуара. Ниже приводится также расчет сферического и конического днищ (рис. 22.19, рис. 22.20).

Стенки резервуаров обычно имеют цилиндрическую форму

Применяются два типа водонапорных башен: стоечные и бесстоечные.

Водонапорные башни стоечного типа имеют различную конструктивную форму, в том числе в виде сетчатых опор Шухова.

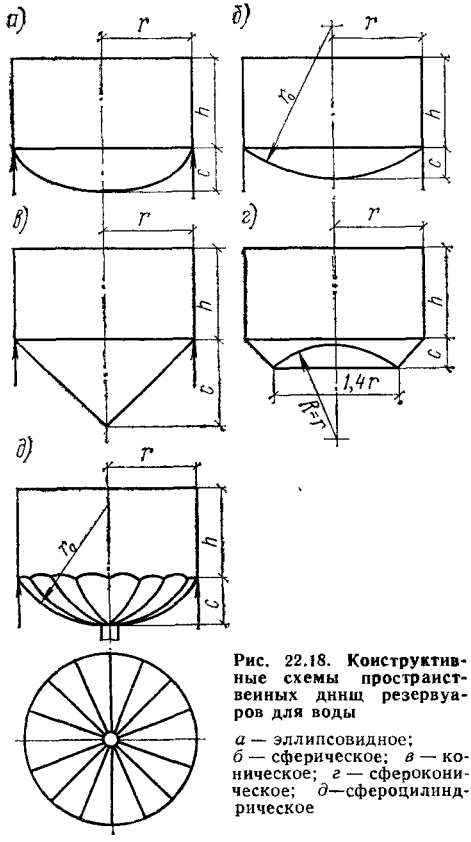


Рис. 22.18. Конструктивные схемы пространственных днищ резервуаров для воды

а — эллипсовидное; *б* — сферическое; *в* — коническое; *г* — сфероконическое; *д*—сфероцилиндрическое

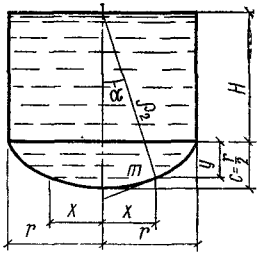


Рис. 22.19. Расчетная схема для эллипсовидного днища

На рис. 22.21 приводится конструкция водонапорной башни бесстоечного типа: водой заливается вся башня, уширяющаяся в верхней части, где расположен сам резервуар.

В стоечной конструкции резервуар для воды находится выше опорной решетчатой башни и полностью опирается на нее. В этом случае насосная помещается внутри водонапорной башни.

В бесстоечной конструкции насосная помещается рядом с башней, а вода находится как в стволе, так и на его расширенной верхней части.

На практике объем резервуара изменяется от 100 до 5000 м³ при высоте башни 10—45 м, диаметре резервуара 5—25 м и

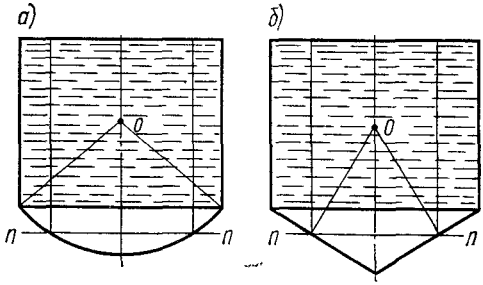


Рис. 22.20. Расчетная схема для днищ

а — сферического; *б* — конического

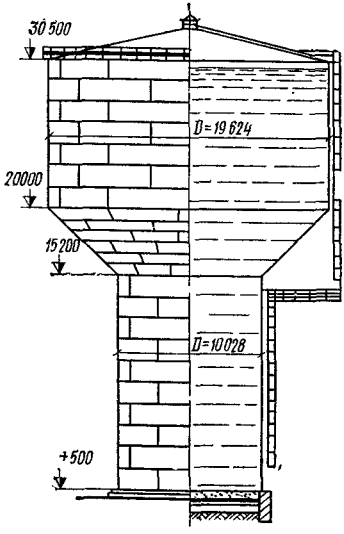


Рис. 22.21. Бесстоечная водонапорная башня объемом 3000 м³ с лестницей

его высоте 4—13 м. Толщина листов резервуаров определяется расчетом на гидростатическую нагрузку.

Сами цилиндрические резервуары для воды на прочность и устойчивость рассчитывают аналогично расчету резервуаров для нефтепродуктов. Поэтому ниже приводятся только формулы для расчета конструкций пространственных днищ резервуаров для воды.

а) Расчет эллипсовидных днищ: уравнение меридиональной кривой днища выражается формулой

$$y = 0{,}5\sqrt{r^2 - x^2}; \qquad (22.60)$$

меридиональное напряжение

$$\sigma_1 = \frac{Q_x}{2\pi x \delta \sin\alpha}; \qquad (22.61)$$

кольцевое напряжение

$$\sigma_2 = \frac{\rho_2}{\delta}\left[\gamma(H+y) - \frac{Q_x}{2\pi\rho_1 x \sin\alpha}\right], \quad (22.62)$$

где Q_x — масса отсеченной части днища со столбом воды, поддерживаемым отсеченной частью (см. рис. 22.19); x — радиус горизонтального сечения; α — угол между нормалью к эллипсу в данной точке и вертикальной осью резервуара; y — кратчайшее расстояние от плоскости сопряжения стенки с днищем до рассматриваемого горизонтального сечения днища; H — высота стенки; r — радиус резервуара; δ — толщина днища;

$$\rho_1 = \frac{2(r^2 - 0{,}75x^2)^{3/2}}{r^2}; \quad \rho_2 = 2(r^2 - 0{,}75x^2)^{1/2}$$

— соответственно первый и второй главные радиусы кривизны эллипсоида.

Напряжение в нижней точке днища (при $x=0$, $y=0{,}5\ r$) от гидростатического давления

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{\gamma r}{\delta}(H + 0{,}5r). \quad (22.63)$$

Напряжение в днище в месте сопряжения стенки с днищем (при $x=r$, $y=0$) от веса воды

$$\sigma_1 = \frac{\gamma V}{2\pi r\delta};$$

$$\sigma_2 = \frac{\gamma r}{\delta}\left(H - \frac{2V}{\pi r^2}\right), \quad (22.64)$$

где V — объем воды в резервуаре, наполненном доверху.

б) Расчет сферического днища:
меридиональные напряжения от гидростатической нагрузки

$$\sigma_1 = \frac{Q_x}{2\pi x\delta\cos\alpha}; \quad (22.65)$$

кольцевые напряжения

$$\sigma_2 = \gamma(H+y)\frac{\rho}{\delta} - \sigma_1. \quad (22.66)$$

Наибольшие напряжения в нижней точке сферы

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{\gamma(H+h)\rho}{2\delta}, \quad (22.67)$$

где Q_x — масса жидкости, находящейся в заштрихованном объеме радиуса x; α — угол между горизонтальным радиусом центра сферы и радиусом точки x.

Сжимающее кольцевое усилие на уровне n—n.

$$N = \frac{Q}{2\pi}\operatorname{tg}\alpha_1, \quad (22.68)$$

где Q — полная масса жидкости в сосуде; α_1 — угол между касательной в точке m и горизонтальным радиусом.

в) Расчет конического днища на гидростатическое давление: напряжения в точке m:
меридиональное

$$\sigma_1 = \frac{\gamma x\left(H + h - \frac{2}{3}x\right)\operatorname{tg}\alpha}{2\delta\cos\alpha}; \quad (22.69)$$

максимальные при $x=0{,}75(H+h)$

$$\sigma_1 = \frac{3\gamma(H+h)^2\operatorname{tg}\alpha}{16\delta\cos\alpha}; \quad (22.70)$$

кольцевые

$$\sigma_2 = \frac{\gamma(H+h-x)x\operatorname{tg}\alpha}{\delta\cos\alpha}; \quad (22.71)$$

максимальные при $x=0{,}5(H+h)$

$$\sigma_2 = \frac{\gamma(H+h)^2\operatorname{tg}\alpha}{4\delta\cos\alpha}. \quad (22.72)$$

22.6. РЕЗЕРВУАРЫ ПОВЫШЕННОГО ДАВЛЕНИЯ

22.6.1. Резервуары конструкции ДИСИ и «Гибрид»

Резервуары повышенного давления рассчитаны на избыточное давление 0,01—0,07 МПа. В нашей стране они не получили широкого распространения.

Значительно чаще применяются резервуары конструкции ДИСИ (Днепропетровского инженерно-строительного института) (рис. 22.22).

В ДИСИ разработаны проекты на резервуары объемом 400, 700, 1000 и 2000 м³, рассчитанные на избыточные давления соответственно 20, 18, 15 и 13 кПа. Эти резервуары имеют сфероцилиндрическую кровлю, лепестки которой вальцуются только в меридиональном направлении. Между сфероцилиндрической кровлей и стенкой резервуаров имеется торовая вставка, также имеющая кривизну только в меридиональном направлении.

Радиус кривизны сферической кровли принимается равным диаметру цилиндрической стенки резервуара. Радиус кривизны торовой вставки принимается равным 0,1 $R_{сф}$.

В ЦНИИпроектстальконструкции разработан проект резервуара типа «Гибрид» с торосферической кровлей объемом 3000 м³ (рис. 22.23), с диаметром цилиндра 18 300 мм, высотой стенки 10 375 мм.

Чтобы предотвратить подъем стенки от избыточного давления, резервуары обоих типов снабжены грунтовым противовесом в виде анкеров с железобетонной плитой внизу.

Болты через специальные столики прикрепляются к стенке резервуаров и устанавливаются в траншее, которая засыпается грунтом, являющимся противовесом.

К резервуарам повышенного давления относятся также изотермические резервуа-

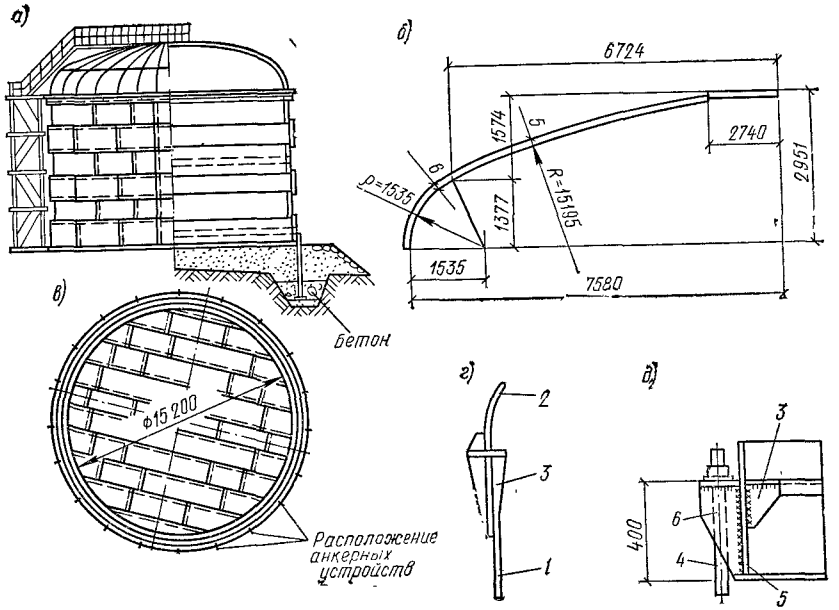


Рис. 22.22. Вертикальные цилиндрические резервуары объемом 2000 м³ со сфероцилиндрической кровлей (ДИСИ)

а — общий вид (разрез и фасад); *б* — геометрическая схема кровли; *в* — план днища и анкеров; *г* — сопряжение кровли со стенкой; *д* — сопряжение анкерного столика со стенкой; *1* — верхний пояс стенки; *2* — кровля; *3* — ребро жесткости; *4* — анкерный болт; *5* — стенка резервуара; *6* — анкерная консоль

ры для хранения сжиженных газов, например жидкого аммиака и др.

На рис. 22.24 приводится общий вид изотермического резервуара объемом 20 тыс. м³ с двойной стенкой, а на рис. 22.25 — разрез, из которого видны все элементы, например кольца жесткости, анкеры, торосферическая кровля внутреннего резервуара и сферическая — наружного.

В промежутке между резервуарами находится теплоизоляция (плиты из стекловаты между днищами и кровлями). На стенках устанавливаются изоляционные плиты, а пространство заполняется перлитом плотностью около 200 кг/м³.

В изотермических резервуарах поддерживается постоянная отрицательная температура, например для жидкого аммиака —34° С.

Такие резервуары опираются, как правило, на искусственное основание, например свайное с железобетонным ростверком наверху, на который устанавливается резервуар.

Для других сжиженных газов требуется более низкая температура (для жидко-

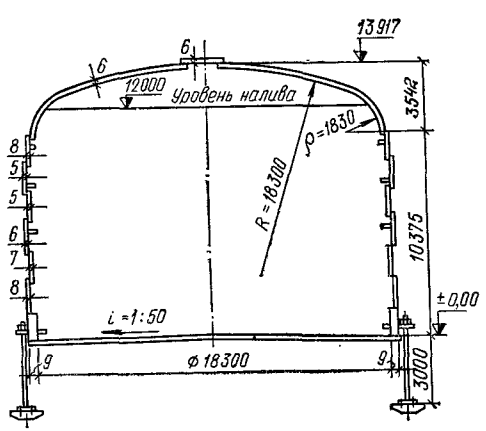


Рис. 22.23. Конструкция резервуара с торосферической кровлей типа «Гибрид» объемом 3000 м³

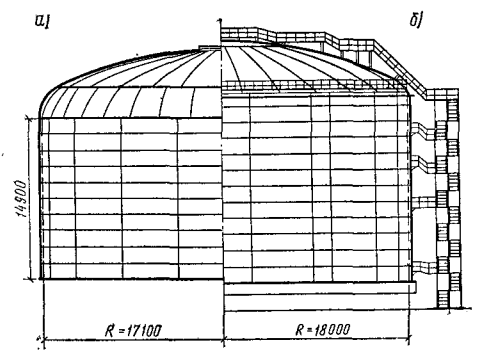


Рис. 22.24. Изотермический резервуар объемом 20 тыс. м³ с двойной стенкой

а — фасад внутреннего резервуара; *б* — наружного

го полиэтилена — 104° С, метана —160° С, для сжиженного кислорода — 196° С и т. д.).

Для этих низкотемпературных (криогенных) хранилищ применяются специальные стали (никельсодержащие) или нержавеющие стали, а также алюминиевые сплавы.

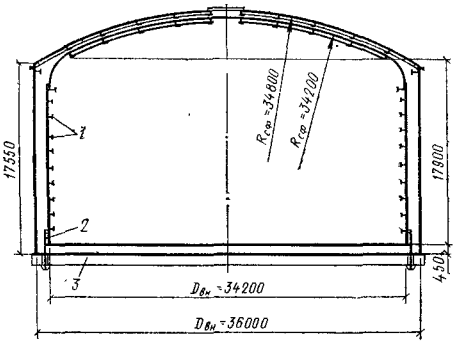


Рис. 22.25. Разрез изотермического резервуара
1 — кольца жесткости; *2* — анкеры; *3*—фундамент

Для хранения сжиженных газов при постоянных низких температурах необходимо устраивать зазор между несущими конструкциями основания и грунтом, чтобы он не промерзал.

Расчет несущих конструкций изотермических резервуаров выполняется как для обычных конструкций, за исключением учета температурных деформаций и необходимости применения специальных компенсаторов в зоне врезки трубопроводов.

22.6.2. Расчет вертикальных цилиндрических резервуаров повышенного давления с торосферической кровлей

Рассматриваются расчеты тех элементов резервуаров, которые отличаются от резервуаров низкого давления. К ним относятся: анкерные крепления, внутренние (или внешние) горизонтальные кольца жесткости и торовая часть кровли.

Расчет анкерных болтов. Их рассчитывают на наибольшие растягивающие усилия, возникающие под действием избыточного давления внутри резервуара при отсутствии или малом количестве продукта. Если избыточное давление равно $p_и$, радиус цилиндра r, см, а число болтов n, то усилие в болтах можно определить из неравенства

$$n_1 p_и \pi r^2 \leqslant n_2 Q + nN_1, \qquad (22.73)$$

откуда усилие в одном болте

$$N_1 \geqslant \frac{n_1 p_и \pi r^2 - n_2 Q}{n}, \qquad (22.74)$$

где Q — масса кровли, стенки и части днища (примерно 0,5—1 м шириной), препятствующих подъему резервуара. По найденному значению N_1 определяют сечение болтов и величину пригрузки (грунтовой засыпки); n_1 и n_2 — коэффициенты пригрузки.

Расчет колец жесткости стенки на устойчивость. Кольца жесткости устанавливаются в том случае, если устойчивость стенки, проверенная по формулам (22.14), (22.16) и (22.17), не обеспечена или когда кольца жесткости требуются в резервуарах большой высоты для обеспечения проектной формы.

Устойчивость колец жесткости на внешнюю равномерную нагрузку типа вакуума в пустом резервуаре проверяется по формуле

$$P_{кр} = \frac{3EJ}{r^3}. \qquad (22.75)$$

При этом на кольцо передается нагрузка от грузовой площади с полосы шириной, равной шагу колец, которая должна быть больше разности между расчетной нагрузкой и несущей способностью стенки, т. е. для обеспечения устойчивости стенки соблюдают условие:

$$P_{кр.кольца} > (P_{расч} - P_{кр.стенки}). \qquad (22.76)$$

Расчет колец жесткости на ветровую и гидростатическую нагрузку производится по п. 22.3.5 а, б.

Расчет торосферической кровли на прочность и устойчивость. Изгибающий момент в торовой части, возникающий от избыточного давления:

$$M_1 = \frac{np_и r}{8m^2 \rho} \zeta, \qquad (22.77)$$

где m и ζ имеют те же значения, которые приведены в п. 22.3.4.

Меридиональные усилия в сопряжении

$$N_1 \frac{np_и r}{2}. \qquad (22.78)$$

Кольцевые сжимающие усилия в торовой части определяются по формуле

$$N_2 = np_и r \left(1 + \frac{r}{4\rho}\theta - \frac{r}{2\rho}\right). \qquad (22.79)$$

При внешнем равномерном давлении (типа вакуума в резервуаре) верхнее критическое давление в торовой оболочке определяется по формуле

$$q_в = \frac{nE\delta_т}{\rho(1-\mu^2)}\psi,$$

$$\text{где } \psi = \frac{k\delta_т}{\rho}\frac{\sqrt{2+(1-\mu^2)k^2}}{2\sqrt{3}(1+0{,}25k^2)}; \qquad (22.80)$$

$$k = \rho/r.$$

Соответствующие эпюры для резервуара объемом 3000 м³ приведены на рис 22 26.

Примечание. Для геометрических построений и обоснования расчетов необходимы исходные данные. R, r и ρ, которые дают возможность определить высоту до верха стенки резервуара от центра кривизны сферической кровли:

$$H = \sqrt{(R-\rho)^2 - (r-\rho)^2}. \qquad (22.81)$$

Угол торовой вставки

$$\cos\alpha = \frac{r-\rho}{R-r}. \qquad (22.82)$$

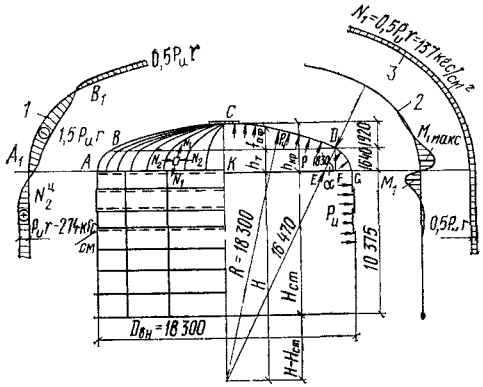


Рис. 22.26. Резервуар повышенного давления. Схема для определения геометрических размеров и расчета торосферической кровли

1 — эпюра кольцевых усилий; *2* — эпюра моментов; *3* — эпюра меридиональных усилий

Высота дуги торовой вставки

$$h_т = DF = \rho \sin\alpha. \qquad (22.83)$$

Проекция дуги торовой вставки

$$FG = EG - EF = \rho(1 - \cos\alpha). \qquad (22.84)$$

Стрела сферической части кровли

$$f_{сф} = R - H, \qquad (22.85)$$

а общая высота торосферической кровли

$$h_{кр} = \rho \sin\alpha + f_{сф}. \qquad (22.86)$$

22.6.3. Конструкция и расчет осесимметричных каплевидных резервуаров

Конструкция каплевидных резервуаров с опорным кольцом и с экваториальной опорой показана на рис. 22.27 и 22.28.

Основная расчетная нагрузка, действующая на оболочку:

$$p = \gamma(h + y), \qquad (22.87)$$

где γ — плотность продукта; $p_и$ — избыточное давление в резервуаре; h — высота расчетного столба жидкости, равная $p_и/\gamma$; y — расстояние по вертикали от вершины до рассматриваемой точки оболочки (рис. 22.29).

Условие равновесия элемента оболочки имеет вид

$$\frac{N_1}{R_1} + \frac{N_2}{R_2} = P = \gamma(h + y) \qquad (22.88)$$

— формула Лапласа,

где R_1, R_2 — радиусы кривизны соответственно в меридиональном и кольцевом направлениях; N_1, N_2 — соответственно меридиональное и кольцевое усилия от расчетной нагрузки в любой точке оболочки.

В основу расчета каплевидного резервуара положено условие равнопрочности оболочки, т. е геометрия оболочки выбрана таким образом, чтобы под воздействием основной расчетной нагрузки (22.87) в меридиональном и кольцевом направлениях растягивающие усилия были равны между собой и постоянны. Это означает, что должно быть выполнено условие:

$$N_1 = N_2 = N = \text{const}. \qquad (22.89)$$

При соблюдении условия (22.89) уравнение (22.88) приобретает вид

$$1/R_1 + 1/R_2 = \gamma(h + y)/N = p/N. \qquad (22.90)$$

Если на оболочку действует только избыточное давление $p_и$, то

$$N_1 = \frac{p_и R_2}{2}; \quad N_2 = p_и R_2\left(1 - \frac{R_2}{2R_1}\right). \qquad (22.91)$$

В вершине оболочки, где $R_1 = R_2 = R_0$, кольцевые и меридиональные усилия равны между собой:

$$N_1 = N_2 = N = \frac{p_и R_0}{2}. \qquad (22.92)$$

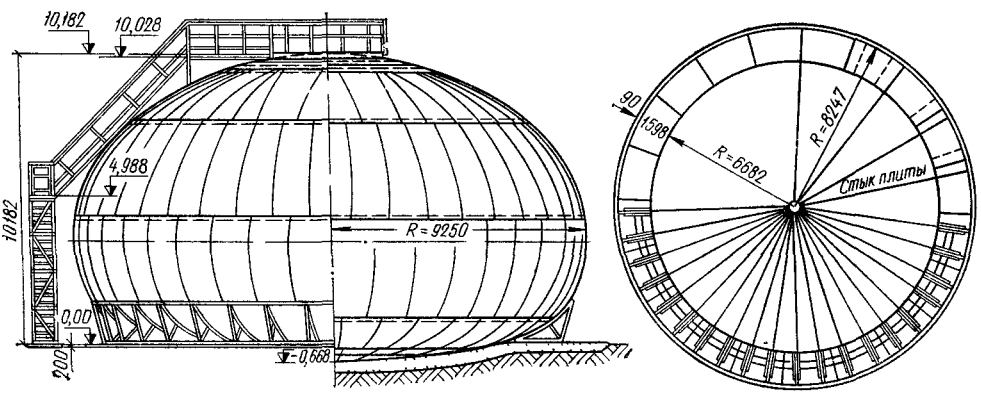


Рис. 22.27. Осесимметричный каплевидный резервуар объемом 2000 м³ с опорным кольцом

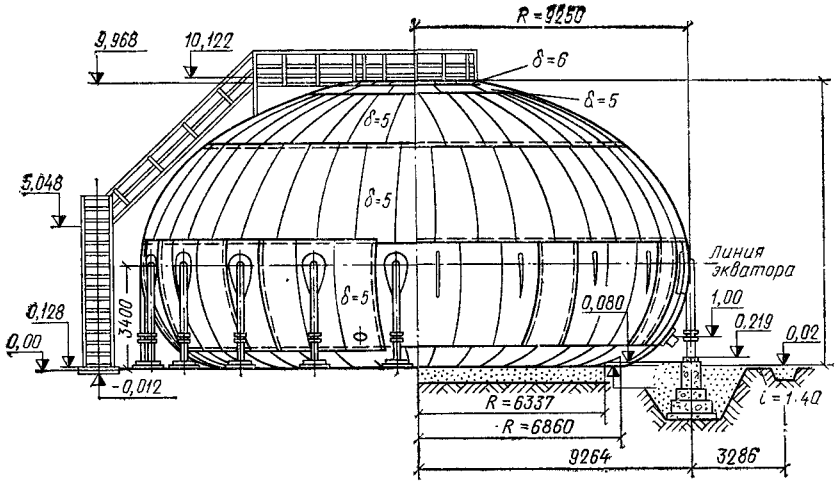


Рис. 22.28. Осесимметричный каплевидный резервуар объемом 2000 м³ с экваториальной опорой

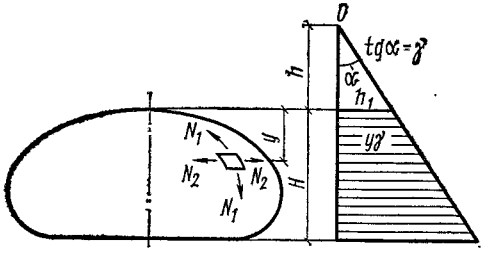


Рис. 22.29. Расчетная схема каплевидной оболочки

У экватора меридиональные усилия

$$N_{1э} = p_н \frac{R_{2э}}{2}. \qquad (22.93)$$

Усилия от гидростатической нагрузки определяются по формулам:

$$\left.\begin{aligned} N_1 &= \frac{\gamma h_и}{2}(R_0 - R_2); \\ N_2 &= \gamma h_и \left[\frac{R_0}{2} - R_0\left(1 - \frac{R_0}{2R_1}\right)\right]. \end{aligned}\right\} \qquad (22.94)$$

Эпюры усилий N_1 и N_2 показаны на рис. 22.30.

В оболочке каплевидного резервуара с экваториальной опорой усилия выше экватора определяются по приведенным формулам.

В подэкваториальной зоне усилия определяются по формулам

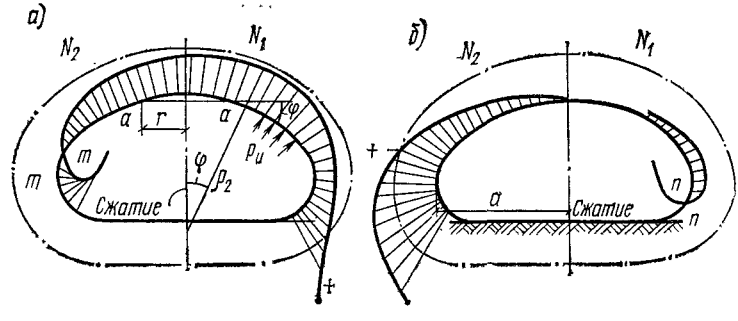


Рис. 22.30. Эпюры меридиональных N_1 и кольцевых N_2 усилий в каплевидной оболочке с опорным кольцом

а — эпюры от равномерного давления; *б* — эпюры от гидростатической нагрузки; пунктиром показана суммарная эпюра

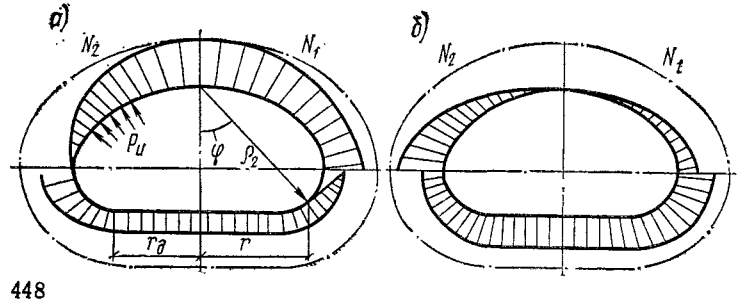


Рис. 22.31. Эпюры меридиональных N_1 и кольцевых N_2 усилий в каплевидной оболочке с экваториальной опорой

а — под действием избыточного давления; *б* — под действием гидростатической нагрузки; пунктиром показана суммарная эпюра

$$N_1 = \frac{r^2 - r_д^2}{2f \sin\varphi} p_и, \qquad (22.95)$$

где $r_д$ — радиус днища.

На контуре сопряжения с плоским днищем

$$r = r_д; \quad \sin\varphi = r_д/\rho_2; \quad N_{1э} = p_н R_{1э}. \qquad (22.96)$$

Кольцевые усилия

$$N_2 = p_и R_2 \left(1 - \frac{r^2 - r_д^2}{2r \sin\varphi} \frac{1}{R_1}\right). \qquad (22.97)$$

На экваторе

$$N_{2э} = p_н a \left(1 - \frac{r^2 - r_д^2}{2a} \frac{1}{R_{1э}}\right), \qquad (22.98)$$

где a — бо́льшая полуось заменяющего каплевидный резервуар эллипсоида;

$R_{1э} = b^2/a$, b — малая полуось.

Поэтому

$$N_{2э} = p_и a \left(1 - \frac{d^2 - r_д^2}{2b^2}\right). \qquad (22.99)$$

На контуре сопряжения с днищем

$$N_2 = p_и R_{1э} = N_{1э}. \qquad (22.100)$$

Эпюры усилий N_1 и N_2 показаны на рис. 22.31.

22.7. КОНСТРУКЦИЯ И РАСЧЕТ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ

22.7.1. Конструкция горизонтальных цилиндрических резервуаров

Горизонтальные цилиндрические резервуары предназначены для хранения нефтепродуктов, сжиженных газов и других жидкостей под разным избыточным давлением.

Нефтепродукты хранятся под избыточным давлением до 0,07 МПа, сжиженные газы — под давлением, доходящим до 1,8 МПа и более.

Объем габаритных резервуаров для нефтепродуктов доходит до 100 м³, для сжиженных газов — до 300 м³.

Оболочка (стенка) резервуаров имеет ограниченный железнодорожными габаритами диаметр до 3,2 м, а в отдельных случаях, по специальному согласованию, и более (до 4 м).

Из горизонтальных резервуаров наибольшее распространение получили резервуары для нефтепродуктов объемом 5, 10, 25, 50, 75 и 100 м³.

Показатели по этим резервуарам приводятся в табл. 22.6. Горизонтальные резервуары при избыточном давлении до 0,04 МПа имеют плоское днище, а при давлении 0,07 МПа — коническое.

Типовой проект этих резервуаров разработан в ЦНИИпроектстальконструкции в 1975 г. в соответствии с ГОСТ 17032—71.

Типовой проект разработан для надземного и подземного расположения. Надземные резервуары опираются на две опоры; подземные — на сплошную седловую опору.

Стенки резервуаров изготовляют из рулонных заготовок; листы сваривают встык, за исключением монтажного стыка, который сваривают внахлестку или встык. Корпус имеет опорные и промежуточные кольца жесткости (рис. 22.32). Опорные кольца жесткости имеют дополнительную треугольную или иной формы диафрагму.

Определение геометрических размеров горизонтальных резервуаров. Объем V и поверхность S горизонтальных резервуаров определяются формулами:

$$V = \pi r^2 l + k_1 r^3; \qquad (22.101)$$

$$S = 2\pi r l + k_2 r^2, \qquad (22.102)$$

где r — радиус стенки; l — длина стенки; k_1 и k_2 — коэффициенты, зависящие от формы днища:

при плоской форме днища	$k_1 = 0$, $k_2 = 6{,}28$
» пологой конической форме днища	$k_1 = 0{,}762$, $k_2 = 6{,}69$
при эллипсовидной форме днища	$k_1 = 2{,}094$, $k_2 = 9{,}69$
при цилиндрической форме днища	$k_1 = 5{,}33$, $k_2 = 16$

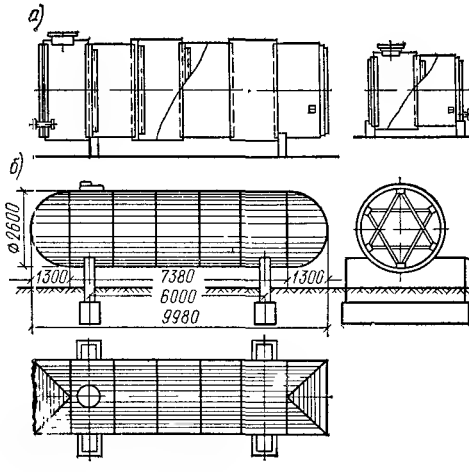


Рис. 22.32. Горизонтальный цилиндрический резервуар объемом 50 м³

а — с плоскими днищами; *б* — с цилиндрическими днищами

При двухопорном резервуаре расчетная длина цилиндрической стенки

$$l = V/(\pi r^2). \qquad (22.103)$$

Пролет резервуара (по осям опор) должен быть равен: $l = 0{,}586\, l_р$ при условии равенства пролетного и опорного моментов при действии поперечной несимметричной нагрузки, равномерно распределенной по длине оболочки, кН/м.

Таблица 22.6. **Характеристика горизонтальных резервуаров (ГОСТ 17032—71 и типовой проект 1975 г.)**

Характеристика	Единица измерения	Надземный резервуар, м³: номинальный объем						Подземный резервуар, м³: номинальный объем					
		геометрический объем						геометрический объем					
		5 / 5,7	10 / 10,79	25 / 26,9	50 / 55,5	75 / 76,9	100 / 101,5	5 / 5,7	10 / 10,78	25 / 26,9	50 / 55,5	75 / 76,9	100 / 101,5
Диаметр	мм	1900	2220	2760	2760	3240	3 240	1900	2220	2760	2760	3240	3 240
Длина резервуара	»	2030	3310	4830	9600	9720	12 700	2030	3310	4830	9600	9720	12 700
Длина оболочки (днище коническое)	»	2030	2750	4150	8940	8940	11 920	2030	2750	4150	8940	8940	11 920
Пролет (днище коническое)	»	1980	2750	4150	4500	5400	5 100	—	—	—	—	—	—
Толщина оболочки	»	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Толщина конического днища	»	—	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Толщина плоского днища	»	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Число опорных колец жесткости	шт.	—	—	—	2	2	2	—	—	—	2	4	6
Число промежуточных колец жесткости	»	—	1	1	1	2	4	—	1	1	1	4	6
Масса резервуара	т	0,72	1,09	1,86	3,44	4,23	5,41	0,66	1,03	1,79	3,37	4,28	5,6
Удельный расход	кг/м³	126	101	69	62	55	53	116	95	66	61	55	55

Примечания: 1. Избыточное давление при плоском днище принято 0,04, а при коническом — 0,07 МПа; вакуум — 0,001 МПа

2. Конструкции подземных и надземных резервуаров отличаются числом и сечением колец жесткости.

В этом случае

$$M_{пр} = M_{оп} = 0{,}02145\, pl_р^2 \approx \frac{pl_р^2}{47}\ . \qquad (22.104)$$

Оптимальные диаметры горизонтальных резервуаров низкого давления (менее 0,07 МПа)

$$D_{опт} = 0{,}8\sqrt[3]{V}\,, \qquad (22.105)$$

но не более железнодорожного габарита.

При среднем и высоком давлении (более 0,07 МПа)

$$D_{опт} = 0{,}6\sqrt[3]{V}\,. \qquad (22.106)$$

22.7.2. Расчет надземных резервуаров на прочность и устойчивость при воздействии избыточного давления и вакуума

1. Расчет гладкой цилиндрической оболочки (стенки) на прочность при равномерном внутреннем пневматическом избыточном давлении (рис. 22.33). При воздействии внутреннего избыточного давления $p_и$ в гладкой цилиндрической оболочке возникают меридиональные N_1 и кольцевые N_2 усилия, равные:

$$N_1 = \frac{np_и r}{2}\ ;\ N_2 = np_и r\,, \qquad (22.107)$$

где $n = 1{,}2$ — коэффициент перегрузки.

Соответствующие меридиональные и кольцевые напряжения определяются по формулам:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{2\delta} \leq mR;\ \sigma_2 = \frac{N_2}{\delta} \leq mR, \qquad (22.108)$$

где $m = 0{,}8$ — коэффициент условий работы.

2. Расчет гладкой цилиндрической оболочки на устойчивость от равномерного внешнего давления q. Внешнее равномерное давление (типа вакуума) вызывает в оболочке осевое сжимающее усилие $\overline{N}_1$, а в кольцевом направлении — сжимающее усилие $\overline{N}_2$; усилия и напряжения определяются по формулам:

$$\left.\begin{aligned} &\overline{N}_1 = -(nqr)/2;\ \overline{N}_2 = -nqr;\\ &\sigma_1 = -\overline{N}_1/2\delta;\ \sigma_2 = -\overline{N}_2/\delta. \end{aligned}\right\} \qquad (22.109)$$

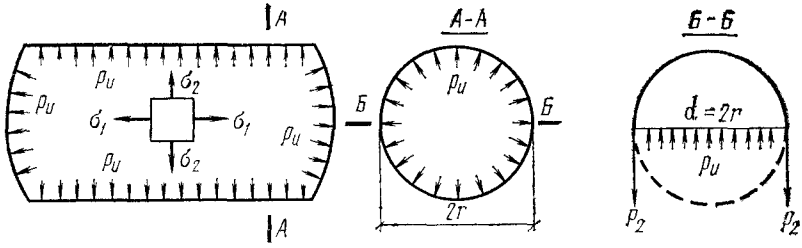


Рис. 22.33. Расчетная схема горизонтального цилиндрического резервуара при воздействии избыточного давления

Соответствующие критические меридиональные и кольцевые сжимающие напряжения в оболочке определяются по формулам п. 22.3.3.

3. Горизонтальные цилиндрические резервуары, имеют днища различных конструктивных форм: плоские, конические и сферические. Ниже приводится методика расчета этих типов днищ на внутреннее равномерное давление $p_и$.

а) Расчет плоских днищ и сопряжения с оболочкой. Избыточное давление вызывает растяжение в днище и сжатие в опорном кольце. Прогиб центра плоского днища определяется по методике, проверенной экспериментальными исследованиями:

$$f_ц = \frac{d}{4} \times$$

$$\times \sqrt[3]{3p_и\left[\frac{(1-\mu)d}{2E\delta} + \frac{d^2}{4EF}\left(1 + \frac{Fy^2}{J_x}\right)\right]}, \quad (22.110)$$

где F — площадь обвязочного уголка кольца днища, J_x — его момент инерции; x, y — координаты внешней поверхности уголка.

Растягивающие усилия и напряжения, возникающие в центре днища, определяются формулами:

$$T_{дн} = \frac{p_и d^2}{16 f_ц}; \quad \sigma_{дн} = \frac{T_{дн}}{\delta_{дн}}. \quad (22.111)$$

Сжимающие напряжения в цилиндрической оболочке у центра тяжести опорного кольца

$$\sigma_{ц.к} = \frac{T_{ц.к}\, d}{2F_к}, \quad (22.112)$$

где

$$\text{где } T_{ц.к} = T_{дн} \frac{1}{1 + \frac{F\beta}{2\delta_{дн}}};$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{12(1-\mu^2)}{d^2\,\delta_{дн}^2}}. \quad (22.113)$$

Тогда на опорное кольцо передается сжимающее усилие

$$T_к = T_{дн} - T_{ц.к}, \quad (22.114)$$

а напряжение в опорном кольце будет

$$\sigma_к = \frac{T_к\, d}{2F_к}. \quad (22.115)$$

Условие обеспечения устойчивости опорного кольца проверяется по неравенству

$$T_к \leqslant T_{кр}, \text{ где } T_{кр} = (3EJ)/r^3. \quad (22.116)$$

Прочность сопряжения днища с оболочкой проверяется с учетом изгибающего момента ($M = Te$), возникающего вследствие внецентренного приложения усилия от днища.

При этом должно соблюдаться условие

$$\sigma_к \pm \frac{4M}{\delta^2} < mRm_{кр},$$

где $m = 0{,}8$; $m_{кр} = 1{,}6$ с учетом краевого эффекта.

б) Конические днища на воздействие внутреннего равномерного давления $p_и$ на прочность рассчитываются по формулам:

$$\left.\begin{aligned} &R_1 = \infty;\ R_2 = \frac{r}{\cos\beta};\\ &\sigma_1 = \frac{np_и R_2}{2\delta} = \frac{np_и r}{2\delta\cos\beta};\\ &\sigma_2 = \frac{np_и R_2}{\delta} = \frac{np_и r}{\delta\cos\alpha};\\ &\Delta R_2 = \frac{np_и R_2}{E\delta}(1 - 0{,}5\mu), \end{aligned}\right\} \quad (22.117)$$

где β — угол между образующей конуса и его осью.

При действии внешнего равномерного давления q, перпендикулярного к боковой поверхности, устойчивость проверяется по формуле

$$\sigma_{02} = 0{,}55\,E\left(\frac{r^*}{L}\right)\left(\frac{\delta}{r^*}\right)^{3/2}, \quad (22.118)$$

где

$$r^* = \frac{0{,}9\,r_1 + 0{,}1\,r_0}{\cos\beta};$$

$$\sigma_2 = \frac{nqr^*}{\delta}; \quad \sigma_2 \leqslant m\sigma_{02}; \quad (22.119)$$

L — длина оболочки; r_0 и r_1 — радиусы соответственно меньшего и большего основания конуса.

Коническая оболочка, подверженная одновременно действию продольных и кольцевых сил, проверяется на устойчивость по формуле

$$N/N_0 + \sigma_2/\sigma_{02} \leqslant m, \qquad (22.120)$$

где $N = mN_0$; $N_0 = 2\pi r^* \delta\sigma_{0i} \cos^2\beta$;

$$\sigma_{0i} = cE\frac{\delta}{r^*}.$$

При этом принимается $m=1$.

Ввиду двухосного напряженного состояния должно быть соблюдено условие

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2} \leqslant mR, \qquad (22.121)$$

$$\text{где } \sigma_1 = \frac{N}{2\pi r^* \cos^2\beta}; \ \sigma_2 = \frac{qr^*}{\delta},$$

где β — угол между образующей конуса и его осью.

в) Сферические днища с радиусом кривизны, равным диаметру оболочки, рассчитывают на прочность при внутреннем равномерном давлении $p_и$ по формуле

$$\sigma_i = \sigma_2 = \sigma = \frac{np_и r}{2\delta} \leqslant mR. \qquad (22.122)$$

Внешнее равномерное давление P, способное вызвать потерю устойчивости сферической оболочки, рассчитывают по формуле (22.14).

Устойчивость днищ проверяется неравенством

$$\sigma_i = \frac{p_и r}{2\delta} \leqslant \sigma_{0i}, \qquad (22.123)$$

$$\text{где } \sigma_{0i} = cE\frac{\delta}{r}. \qquad (22.124)$$

Значения c принимают по таблице для цилиндрических оболочек в зависимости от r/δ.

22.7.3. Расчет надземных горизонтальных цилиндрических двухопорных резервуаров на изгиб при воздействии поперечных неосесимметричных нагрузок

Резервуары на изгиб при воздействии поперечных нагрузок (гидростатическое давление, ветровая нагрузка, обледенение и др.) при критерии

$$\frac{\delta l^2}{r^2} \geqslant 10 \qquad (22.125)$$

рассчитывают как балку кольцевого сечения, а при критерии

$$\frac{\delta l^2}{r^2} < 10 \qquad (22.126)$$

— как цилиндрическую оболочку с учетом искажения первоначальной формы поперечного сечения и его депланации.

При отношении $r/\delta \leqslant 200$ промежуточные кольца жесткости не требуются.

При $r/\delta > 200$ устанавливают кольца жесткости, привариваемые к оболочке, как правило, с внутренней стороны. Кольца жесткости требуются и в случае, если $\delta \leqslant 0{,}001\,D + 0{,}3$ см.

При ребристых оболочках в формулах (22.125) и (22.126) вместо δ нужно подставить $\sqrt{\delta\delta_{пр}}$, где приведенная толщина оболочки

$$\delta_{пр} = \sqrt[3]{\frac{12J}{a}},$$

a — шаг ребер жесткости.

Шаг ребер можно определить по формуле [2]:

$$\sigma_{кр} = 0{,}605\,E\delta^2\left(\frac{9}{8}\frac{a^2}{r^4} + \frac{7}{6}\frac{\pi^4}{a^2}\right) \geqslant m_у\sigma_д, \qquad (22.127)$$

где $\sigma_{кр}$ — критическое напряжение, при котором оболочка, укрепленная кольцами жесткости, может потерять устойчивость при изгибе;

$$\sigma_{кр} = \sigma_д m_у,$$

где $\sigma_д$ — действительное напряжение, возникающее в оболочке от изгибающего момента.

$$M = \frac{pl}{47};$$

$m_у$ — коэффициент запаса устойчивости, принимаемый в пределах 1,25—1,3.

Наличие колец жесткости приближает работу оболочки к работе конструкции как балки кольцевого сечения при ее расчете на поперечные неосесимметричные нагрузки.

При расчете стенки резервуара на неосесимметричную нагрузку как конструктивно ортотропной оболочки принимается, что неизменяемость опорных сечений обеспечивается днищами (когда центры опор совпадают с плоскостями днищ) или диафрагмами (когда днища находятся на концах консольных участков стенки).

Усилия и перемещения для ортотропной оболочки определяются по следующим формулам:

продольное нормальное усилие

$$N_1 = m\cos k\xi \sum_{n=1}^{\infty} An\cos n\theta; \qquad (22.128)$$

поперечный (кольцевой) изгибающий момент

$$M_2 = r\cos k\xi \sum_{n=2}^{\infty} B_n\cos n\theta; \qquad (22.129)$$

касательное усилие

$$T = \frac{\pi^2}{8}km\sin k\xi \sum_{n=1}^{\infty}\frac{A_n}{n}\sin n\theta; \qquad (22.130)$$

кольцевое нормальное усилие

$$N_2 = -\frac{\pi}{4} r \cos k\xi \left(\sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos n\theta + a_0 \right) \qquad (22.131)$$

прогиб центра упругой линии как балки кольцевого сечения

$$f = \frac{l^4}{\pi^4 E\delta r^2} (a_1 + b_1) \qquad (22.132)$$

не должен быть более 1/600 пролета; радиальное перемещение оболочки

$$w = \frac{12r^3}{Ec^3\,\delta^3} \cos k\xi \sum_{n=2}^{\infty} \frac{B_n}{n^2 - 1} \times$$

$$\times \cos n\theta < 2\delta \text{ или } 0{,}01\,r. \qquad (22.133)$$

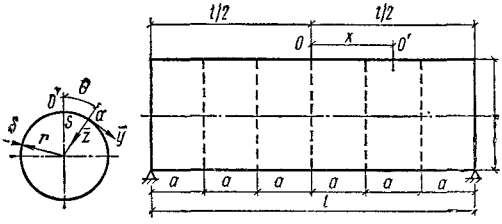


Рис. 22.34. Расчетная схема горизонтального цилиндрического резервуара, опертого по концам (при расчете ребер жесткости)

Расчетная схема горизонтального резервуара, опертого по концам, приведена на рис. 22.34.

Принятые обозначения:

$\zeta = x/r$ и $\theta = s/r$ — относительные цилиндрические координаты оболочки;

$m = \frac{2\sqrt{3}\,r}{\delta}$ и $k = \frac{\pi r}{l}$ — геометрические характеристики оболочки;

$c = \delta_{пр}/\delta$ — отношение приведенной толщины ортотропной оболочки к ее геометрической толщине (для изотропной оболочки $c = 1$);

$$A_1 = -\frac{r}{mk^2}(a_1 + b_1); \qquad (22.134)$$

$$A_n = -\frac{rmk^2 n^2}{m^2 k^4 + c^3 n^8}\left(a_n + \frac{b_n}{n}\right); \qquad (22.135)$$

$$B_n = \frac{c^3 rn^6}{m^2 k^4 + c^3 n^8}\left(a_n + \frac{b_n}{n}\right); \qquad (22.136)$$

n — номер члена ряда.

При радиальных нагрузках (гидростатическое давление и ветровая нагрузка) коэффициенты b_1 и b_n обращаются в нуль. Ряды для касательного усилия T и для нормального перемещения w быстро сходятся (для них достаточно брать 2—4 члена), для продольного и кольцевого нормальных усилий необходимо учитывать 3—5 членов, а для поперечного изгибающего момента — 4—10 членов.

Все сказанное относится к изотропным оболочкам, не имеющим колец жесткости.

Сходимость рядов для ортотропных оболочек, например, при часто поставленных кольцах жесткости (с расстоянием, равным радиусу) улучшается и при расчете числа членов можеть быть сокращена примерно вдвое.

При расчете резервуаров на действие собственной массы и на полное значение $M_2 = 0$ и $w = 0$, а при определении N_1 и T остается только первый член ряда.

При расчете оболочки резервуара на обледенение для M_2 и N остается один член ряда, а для N_1 и T остаются два члена.

Чтобы облегчить расчеты по формулам (22.128)—(22.133), даны значения коэффициентов ряда Фурье для решающих загружений.

I. При гидростатическом давлении

$$\left.\begin{aligned} \frac{a_0}{2} &= -\frac{4\gamma r}{\pi^2}[\cos\theta_0(\pi - \theta_0) + \\ &\quad + \sin\theta_0]; \\ a_1 &= \frac{4\gamma r}{\pi^2}\left(\pi - \theta_0 + \frac{\sin 2\theta_0}{2}\right); \\ a_2 &= -\frac{8\gamma r}{3\pi^2}\sin^3\theta; \end{aligned}\right\} \qquad (22.137)$$

$$\text{при } a_n > 2\ a_n = \frac{8\gamma r}{\pi^2} \times$$

$$\times \frac{n \sin\theta_0 \cos n\theta_0 - \cos\theta_0 \sin n\theta_{01}}{n(n^2 - 1)};$$

$$b_1 = 0.$$

II. От веса

$$\frac{a_0}{2} = 0;\ a_1 = \frac{4g}{\pi};\ a_2 = 0;\ a_n > 2 = 0;$$

$$b_1 = \frac{4g}{\pi}. \qquad (22.138)$$

Остальные коэффициенты обращаются в нуль.

22.7.4. Расчет опорных колец жесткости и диафрагм горизонтальных цилиндрических резервуаров

При расчете подкрепленного опорного кольца горизонтальных резервуаров нагрузками являются сдвигающие силы T, передаваемые оболочкой на кольцо, и реактивные давления седловой опоры (рис. 22.35).

Сдвигающие силы от гидростатического давления жидкости, заполняющей резервуар:

$$T_г = 0{,}5\,\gamma r l \sin\theta, \qquad (22.139)$$

где θ — угловая координата, отсчитываемая от верхней точки упругой линии кольца; l — расчетная длина резервуара, равная $V/(\pi r)^2$.

Сдвигающие силы от массы конструкции

$$T = gl \sin\theta, \qquad (22.140)$$

где g — вес единицы поверхности оболочки резервуара, равный $G/(2\pi r l)$; G — вес по-

рожнего резервуара с оборудованием и изоляцией.

Реактивное давление опоры на кольцо определяется исходя из условия равновесия кольца и принятого закона распределения давления седловой опоры (см. рис. 22.35).

Гидростатическое давление жидкости воспринимается оболочкой, а сварной шов воспринимает сдвигающие усилия от гидростатического давления $T_г$ и массы T.

Обычно кольцо жесткости в горизонтальных резервуарах принимается из уголкового профиля, привариваемого к оболочке с внутренней стороны пером.

Сварной шов следует рассчитывать на срез по сумме усилий $T_г+T$.

При наличии внешней неравномерной нагрузки типа вакуума кольцо жесткости без диафрагмы следует рассчитывать на устойчивость по формуле

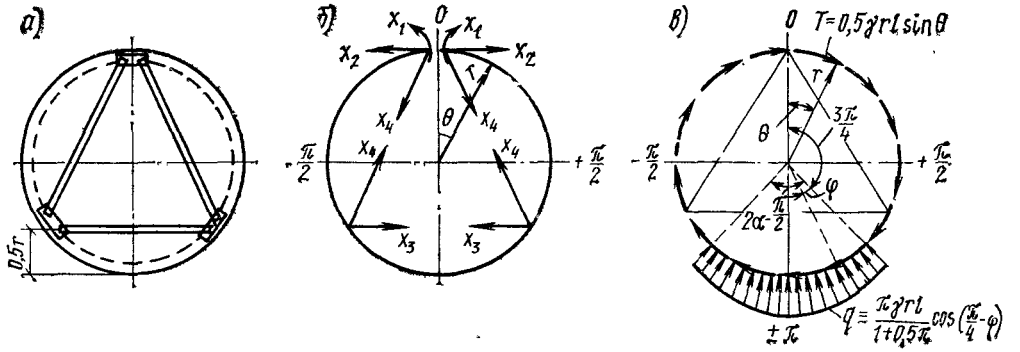


Рис. 22.35. К расчету опорной диафрагмы

а — расчетная схема резервуара с внутренним кольцом жесткости, укрепленным треугольной диафрагмой; *б* — основная система; *в* — схема нагрузки от седловой опоры

$$q_{кр}=\frac{3EJ}{r^3},$$

где J — момент инерции кольца с включением в сечение до 30 толщин единичной полоски, образующей с каждой стороны кольца.

При этом должно быть соблюдено условие $p<q_{кр}$, где p — внешняя нагрузка с грузовой площади оболочки шириной 60 δ (точнее $2s=2\cdot0,6\sqrt{r\delta}$).

Согласно СНиП II-В.3-72, при одностороннем ребре момент инерции вычисляется относительно оси, совпадающей с ближайшей поверхностью оболочки.

Расчет кольца жесткости, опирающегося на седловую опору с углом охвата 2α и подкрепленного треугольной диафрагмой. Расчет кольца жесткости с различными видами подкрепления рассмотрен Е. Н. Лессигом в работе [9], где приводятся подкрепления в виде: одного и двух горизонтальных

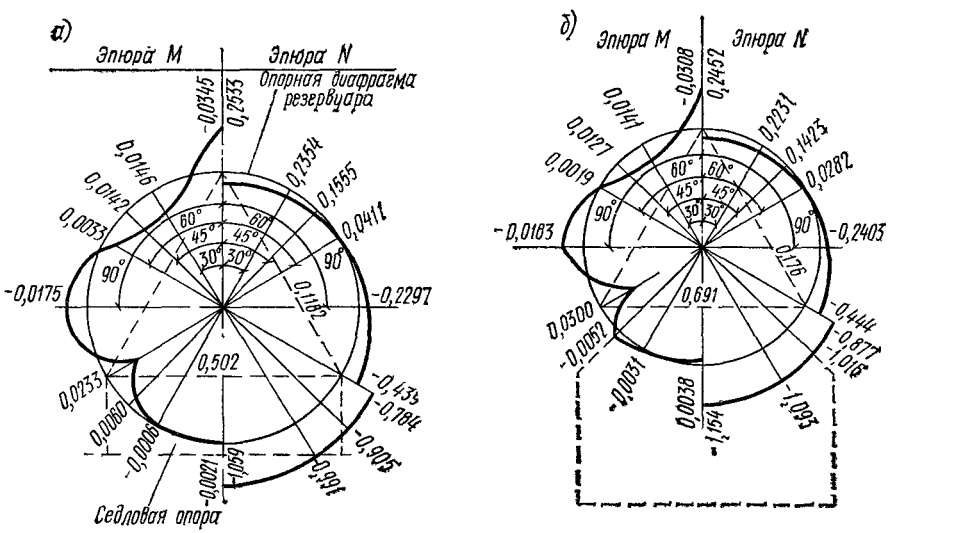


Рис. 22.36. Эпюры *M* и *N* в кольце, подкрепленном треугольником и опирающемся на седловую опору с углом охвата

а — 120°; *б* — 90°

стержней, квадрата, прямоугольного креста или треугольника.

Поскольку для горизонтальных цилиндрических резервуаров наиболее распространенным является подкрепление треугольником, ниже приводятся формулы для расчета этого типа подкрепления.

На рис. 22.35, *в* приводится схема нагрузки от седловой опоры, а на рис. 22.36, *а*, *б* — схема треугольной диафрагмы и основная система кольца, подкрепленного треугольником. Как видно из рисунка, в системе появляются четыре неизвестных: изгибающий момент в верхнем сечении кольца X_1, продольная сила в том же сечении X_2, растягивающее усилие в горизонтальном стержне X_3 и усилия в раскосах X_4, значения которых определяются из решения канонических уравнений с четырьмя неизвестными методом сил.

В табл. 22.7 приводятся значения лишних неизвестных X_1, X_2, X_3 и X_4 от двух типов нагрузок.

Таблица 22.7. **Значения лишних неизвестных X_1, X_2, X_3 и X_4**

Нагрузка	Лишние неизвестные			
	X_1	X_2	X_3	X_4
От жидкости	$-0{,}0308\,\gamma r^2 l$	$-0{,}157\,\gamma r^2 l$	$0{,}691\,\gamma r^2 l$	$-0{,}176\,\gamma r^2 l$
От массы конструкции	$-0{,}0616\,gr^2 l$	$-0{,}314\,grl$	$1{,}382\,grl$	$-0{,}352\,grl$

1. Зная значения лишних неизвестных, можно определить изгибающие моменты в кольце по следующим формулам:

при значении угловой координаты θ в пределах от 0 до π:

$$\left.\begin{aligned} &M_1 = X_1;\ M_2 = X_2 r\,(1-\cos\theta);\\ &M_3 = X_3 r\,(\cos\theta - \cos\psi);\\ &M_4 = \\ &= -2X_4 r \sin 0{,}5\,\theta \sin(\pi/3 - 0{,}5\theta). \end{aligned}\right\} \quad (22.141)$$

2. От радиального реактивного давления седловой опоры

$$\left.\begin{aligned} &q = -\frac{\pi\gamma r l}{2\alpha + \sin 2\alpha};\\ &M_q = \frac{0{,}5\pi\gamma l r^3}{2\alpha + \sin 2\alpha}[(\theta - \pi + \alpha + \\ &+0{,}5\sin 2\alpha)\sin\alpha + \sin^2\alpha\cos\theta. \end{aligned}\right\} \quad (22.142)$$

3. От сдвигающих сил T, гидростатического давления, передающихся с оболочки на кольцо:

$$M_г = 0{,}5\,\gamma l r^3\,(1 - \cos\theta - 0{,}5\,\theta\sin\theta). \quad (22.143)$$

Общие выражения M, Q и N для всех видов нагрузок, включая лишние неизвестные, выражаются следующими формулами:

в пределах $0 < \theta < \psi$

$$\left.\begin{aligned} &M = X_1 + X_2 r\,(1-\cos\theta) - \\ &-2X_4 r \sin 0{,}5\,\theta \sin(\pi/3 - 0{,}5\theta) + \\ &+0{,}5\,(1 - \cos\theta - 0{,}5\,\theta\sin\theta)\gamma l r^3;\\ &Q = X_2 \sin\theta + X_4\cos\theta + \\ &+0{,}25\,(\sin\theta - \theta\cos\theta)\,\gamma l r^2;\\ &N = -X_2\cos\theta - X_4\sin\theta \times \\ &\times 0{,}25\,\theta\sin\theta\,\gamma l r^2; \end{aligned}\right\} \quad (22.144)$$

в пределах $\psi < \theta < (\pi - \alpha)$

$$\left.\begin{aligned} &M = X_1 + X_2 r\,(1-\cos\theta) + \\ &+X_3 r\,(\cos\theta - \cos\psi) + \\ &+2X_4 r \cdot \sin 0{,}5\,\theta \sin(\pi/3 - 0{,}5\theta) + \\ &+0{,}5\,(1 - \cos\theta - 0{,}5\sin\theta)\,\gamma l r^3;\\ &Q = (X_2 - X_3)\sin\theta - X_4\cos\theta + \\ &+0{,}25\,(\sin\theta\cos\theta)\,\gamma l r^2;\\ &N = (X_3 - X_2)\cos\theta + X_4\sin\theta - \\ &-0{,}25\,\theta\sin\theta\,\gamma l r^2; \end{aligned}\right\} \quad (22.145)$$

в пределах $(\pi - \alpha) < \theta < \pi$

$$\begin{aligned} &M = X_1 + X_2 r\,(1-\cos\theta) - 2X_3 r \sin(0{,}5\theta - \\ &-\pi/3)\sin(2\pi/3 - 0{,}5\,\theta) - 2X_4 r \sin 0{,}5\,\theta \times \\ &\times \sin(\pi/3 - 0{,}5\,\theta) + 0{,}5\,(1 - \cos\theta - \\ &-0{,}5\,\theta\sin\theta)\,\gamma l r^2 + \frac{0{,}5\pi}{2\alpha + \sin 2\alpha} \times \\ &\times[(\theta - \pi + \alpha + 0{,}5\sin 2\alpha) \times \\ &\times \sin\alpha + \sin^2\alpha\cos\alpha]. \end{aligned} \quad (22.146)$$

С помощью формул (22.144) — (22.146) строятся эпюры изгибающих моментов, поперечных и нормальных сил в кольце.

При расчете кольца жесткости с использованием эпюр M и N указанные на эпюрах числа при учете массы жидкости должны быть умножены соответственно на $\gamma r^3 l$ и $\gamma r^2 l$; при учете собственной массы резервуара — на $2gr^2 l$ и $2grl$.

Сечения стержней подбирают по усилиям X_3 и X_4. Сварные швы проверяют по поперечным силам.

Треугольные диафрагмы необходимы для резервуаров объемом 50 м³ и более.

В резервуарах менее 50 м³ достаточно укрепить кольцо одним горизонтальным стержнем.

Расчет кольца жесткости, опирающегося на седловую опору с углом охвата 2α и подкрепленного горизонтальным стержнем. На рис. 22.37 приводится основная система для расчета кольца, подкрепленного гори-

зонтальным стержнем, положение которого определяется углом ψ.

Лишние неизвестные X_1, X_2 и X_3 определяются из решения канонических уравнений с тремя неизвестными. Их значения приведены в табл. 22.8.

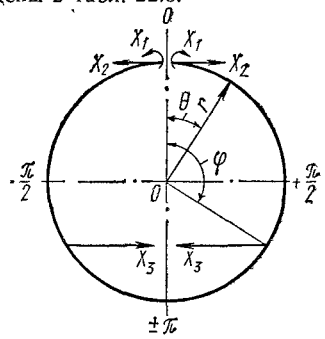


Рис. 22.37. Основная система при расчете кольца, подкрепленного горизонтальным стержнем

Таблица 22.8 **Частные значения лишних неизвестных X_1, X_2 и X_3**

2α, град	ψ, град	X_1: γlr^3	X_2: γlr^2	X_3: γlr^2
60	60	—0,02433	0,21647	0,70739
	90	—0,00185	—0,03391	0,63744
	120	0,03261	—0,16876	0,94047
90	60	—0,01978	0,17243	0,62003
	90	0,00247	—0,05406	0,54464
	120	0,03438	—0,17483	0,77518
120	60	—0,01472	0,12334	0,51903
	90	0,00679	—0,07417	0,44009
	120	0,03713	—0,18207	0,57363

Общие выражения для M, Q и N принимают вид:

в пределах $0<\theta<\psi$

$$\left.\begin{aligned} M &= X_1 + X_2 r(1-\cos\theta) + \\ &+ 0{,}5(1-\cos\theta - 0{,}5\,\theta\sin\theta)\gamma lr^3; \\ Q &= X_2\sin\theta + 0{,}25(\sin\theta - \\ &- \theta\cos\theta)\gamma lr^2; \\ N &= -X_2\cos\theta - 0{,}25\,\theta\sin\theta\gamma lr^2; \end{aligned}\right\} \quad (22.147)$$

в пределах $\psi<\theta<(\pi-\alpha)$

$$\left.\begin{aligned} M &= X_1 + X_2 r(1-\cos\theta) + \\ &+ X_3 r(\cos\theta - \cos\psi) + 0{,}5\times \\ &\times(1-\cos\theta - 0{,}5\,\theta\sin\theta)\gamma lr^3; \\ Q &= (X_2 - X_3)\sin\theta + \\ &+ 0{,}25(\sin\theta - \theta\cos\theta)\gamma lr^2; \\ N &= (X_3 - X_2)\cos\theta - \\ &- 0{,}25\,\theta\sin\theta\gamma lr^2; \end{aligned}\right\} \quad (22.148)$$

в пределах $(\pi-\alpha)<\theta<\pi$

$$\left.\begin{aligned} M &= X_1 + X_2 r(1-\cos\theta) + \\ &+ X_3 r(\cos\theta - \cos\psi) + 0{,}5(1 - \\ &- \cos\theta - 0{,}50\sin\theta)\gamma lr^2 + \\ &+ \frac{0{,}5\pi}{2\alpha + \sin 2\alpha}[(\theta - \pi + \alpha + \\ &+ 0{,}5\sin 2\alpha)\sin\theta + \\ &+ \sin^2\alpha\cos\theta]\gamma lr^3; \\ Q &= (X_2 - X_3)\sin\theta + 0{,}25\times \\ &\times(\sin\theta - \theta\cos\theta)\gamma lr^2 + \\ &+ \frac{0{,}5\pi}{2\alpha + \sin 2\alpha}(\theta - \pi + \alpha + \\ &+ 0{,}5\sin 2\alpha\cos\theta + \\ &+ \cos^2\alpha\sin\theta)\gamma lr^2; \\ N &= (X_3 - X_2)\cos\theta - \\ &- 0{,}25\theta\sin\theta\gamma lr^2 + \\ &+ \frac{0{,}5\pi}{2\alpha + \sin 2\alpha}(\theta - \pi + \alpha + \\ &+ 0{,}5\sin 2\alpha\sin\theta + \\ &+ \sin^2\alpha\cos\theta)\gamma lr^2. \end{aligned}\right\} \quad (22.149)$$

Анализ показывает, что усилие в затяжке X_3 уменьшается с увеличением угла охвата кольца седловой опорой:

при $2\alpha = 60°$ $X_3 = 0{,}94\ \gamma lr^2$;
» $2\alpha = 90°$ $X_3 = 0{,}545\ \gamma lr^2$;
» $2\alpha = 120°$ $X_3 = 0{,}44\ \gamma lr^2$.

22.7.5. Расчет подземных горизонтальных цилиндрических резервуаров

Особенности конструкции и расчета подземных резервуаров. Подземные резервуары устанавливают на сплошную специально спланированную подушку с углом охвата резервуара не менее 90°.

Резервуар имеет опорные кольца, устанавливаемые (по всей ее длине) на равных расстояниях.

Основные параметры подземных резервуаров (диаметр и длина) принимаются такими же, какие приняты для надземных резервуаров.

Подземные резервуары устанавливают выше уровня грунтовых вод на 40—50 см с максимальной засыпкой над верхней образующей грунта слоем 1,2 м (без учета временных нагрузок на поверхности).

При наличии поверхностной нагрузки и грунтовых вод, уровень которых выше нижней образующей резервуара, конструкция должна быть рассчитана с учетом этих нагрузок.

Чтобы обеспечить нормальную работу подземных резервуаров, необходимо особо тщательно выполнять подготовку подушки послойной обсыпкой грунта (предпочтительно крупнозернистым песком) и утрамбованием. Засыпка грунта выше подошвы также требует тщательного послойного трамбования с поливкой водой.

При установке резервуара ниже уровня грунтовых вод должны быть предусмотрены меры против всплывания резервуаров соответствующей их анкеровкой.

Для подземных резервуаров наиболее специфичным является расчет на устойчивость, поэтому ее следует проверять в первую очередь.

Оболочка резервуаров, усиленная кольцами жесткости, должна быть рассчитана в соответствии со СНиП II-В.3-72 на осевое сжатие, поперечное давление и на совместное воздействие нагрузок.

Интенсивность вертикального давления грунта, Н/м²:

$$P_в = n\gamma_0 (H + 0,15D_n), \quad (22.150)$$

где γ — плотность грунта, кг/м³; H — высота засыпки до оси резервуара, м; $0,15\,D_n$ — значение, учитывающее давление грунта в верхних пазухах резервуаров, м; D — диаметр резервуара, м.

Интенсивность горизонтального (бокового) давления грунта, Н/м²:

$$P_г = n\gamma_0 (H + r_н)\, tg^2 (45^0 - \varphi/2), \quad (22.151)$$

где $r_н$ — наружный радиус резервуара, м.

На осевое сжатие оболочку рассчитывают с учетом полного бокового давления

$$Q = \frac{n\gamma_0 (H + r_н)^2}{2} tg^2 (45^0 - \varphi/2). \quad (22.152)$$

Усредненное давление

$$p_{ср} = (p_в + p_г)\, 0,7. \quad (22.153)$$

Устойчивость оболочки считается обеспеченной, если коэффициент запаса

$$k = \frac{q^н_{кр}}{p_{ср} + p_в} \geqslant 2,5.$$

При высоком уровне грунтовых вод необходимо делать песчаную подушку и бетонный фундамент при условии, что

$$\frac{g_{гр} + g_р}{V_в \gamma_в} < 1,25, \quad (22.154)$$

где $g_{гр}$ — масса грунта, расположенного под резервуаром; $g_р$ — масса резервуара; $V_в$ — объем части резервуара, погруженной в грунтовую воду; $\gamma_в$ — плотность грунтовой воды; 1,25 — коэффициент запаса.

Если неравенство (22.154) не соблюдается, то применяют якорь (противовесы). Общий объем якорей определяется из неравенства

$$(V_я \gamma_я + g_р + g_{гр}) > 1,25\,(V_я + V_в)\,\gamma_в, \quad (22.155)$$

откуда суммарный объем якорей

$$V_я > \frac{1,25V_в \gamma_в - g_р - g_{гр}}{\gamma_я - 1,25\,\gamma_в}. \quad (22.156)$$

Якоря прикрепляются к хомутам из полосовой стали, обтягивающей оболочку резервуара в местах расположения диафрагм с помощью анкеров и стяжных муфт.

Расчет конструкций подземных резервуаров. Подземные горизонтальные цилиндрические резервуары находятся под воздействием следующих нагрузок: избыточного давления в резервуаре $p_и$; вакуума в резервуаре $p_в$; гидростатического давления жидкости с плотностью γ; вертикального давления грунта на уровне горизонтальной оси оболочки $p_у$; реакции грунта (отпор); бокового давления грунта $p_г$; собственной массы оболочки, которой можно пренебречь как малой величиной по сравнению с другими внешними нагрузками, например давлением грунта.

Подземные и надземные резервуары обычно имеют ту же толщину оболочки, и поэтому расчет на прочность можно не производить, так как давление грунта оказывает разгружающее воздействие по сравнению с теми нагрузками, на которые рассчитываются надземные резервуары на прочность, например избыточное давление или давление от жидкости.

При расчете оболочки резервуара на устойчивость необходимо учесть: внешнее давление грунта и вакуум в резервуаре; боковое давление грунта на днище, вызывающее осевое сжатие.

Расчет несущей способности подземных резервуаров. Расчет на прочность и устойчивость производится на наиболее невыгодное сочетание нагрузок с учетом коэффициентов перегрузок: вертикальное и горизонтальное давление грунта с учетом коэффициента перегрузки 1,3; гидростатическое давление жидкости, заполняющей резервуар на 0,75 от его высоты; избыточное давление или вакуум; при высоте засыпки грунта выше верхней образующей резервуара более 0,5 м вес конструкции вследствие малости (не более 5% суммарных нагрузок) можно не учитывать.

Расчет оболочки резервуара на прочность производится по формулам (22.128) — (22.130), определяющим N_1, M_2 и T.

Напряжения в оболочке резервуара проверяют по формулам:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{nN_1}{\delta} \leqslant mR; \\ \sigma_2 &= \frac{\sigma n c_1 c_2 M_2}{\delta^2} \leqslant mR, \end{aligned}\right\} \quad (22.157)$$

где $c_1 = \dfrac{1}{1 + \dfrac{4p_0}{E}\left(\dfrac{r}{\lambda\delta_{пр}}\right)^3 (1 - \mu^2)}$

— коэффициент, учитывающий снижение изгибающего момента от воздействия избыточного давления или увеличение от вакуума; p_0 — расчетная равнодействующая от усредненного гидростатического давления и избыточного давления или вакуума;

$$c_2 = \frac{1}{1 + \dfrac{1,5c_п r}{E}\left(\dfrac{r}{\delta_{пр}}\right)^3 (1 - \mu^2)}$$

— коэффициент, учитывающий снижение изгибающего момента от упругого отпора грунта; $\lambda = J_к/J_{общ}$ — при отсутствии колец

жесткости $\lambda=1$; $c_п$ — коэффициент постели грунта;

$$c_п = \frac{E_0 \eta}{r},$$

где E_0 — модуль общей деформации грунта в зоне его уплотнения; $\eta=0{,}5$ — коэффициент, учитывающий уменьшение E_0 от нарушения структуры грунта.

Приведенные напряжения

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2 - \sigma_1 \sigma_2} \leqslant \sigma_т.$$

Кольцо жесткости рассчитывают на прочность по формуле

$$\sigma_{к.ж} = \frac{0{,}25 r_к^2 (p_y - p_x) l_к}{\left[1 + \frac{c_п r_к^4 (1-\mu^2)}{16 E J_к}\right] w_к} + \frac{p_y r_к J}{F_к}, \qquad (22.158)$$

где $J_к$ — момент инерции сечения кольца жесткости с учетом оболочки резервуара длиной $l_к = 2 \cdot 0{,}60 \sqrt{r\delta} + a$; a — длина касания (по образующей) кольца жесткости с оболочкой резервуара; $F_к$ — площадь сечения кольца жесткости и оболочки длиной $l_к$; $w_к$ — момент сопротивления того же сечения.

Сварные швы, прикрепляющие кольцо жесткости к оболочке, рассчитывают по формуле

$$h_ш = \frac{Q_{макс}\, s}{0{,}7 J_к R_y^{св} m \beta}, \qquad (22.159)$$

где $Q_{макс} = \cos k\xi \sum_{n=1}^{\infty} nBn \sin n\theta$

— наибольшая поперечная сила, действующая в плоскости кольца с координатой $\theta = 135°$ на участке оболочки длиной $l_к$; $J_к$ и s — момент инерции кольца и статический момент оболочки с учетом $l_к$; β — коэффициент, при ручной сварке равный 0,7 и при автоматической — 0,9.

Расчет оболочки резервуара на устойчивость. Устойчивость оболочки считается обеспеченной, если коэффициент запаса k удовлетворяет условию

$$k = p_к^н / p_{ср} \geqslant 2{,}5, \qquad (22.160)$$

где

$$p_к^н = 0{,}4E \frac{r}{l} \left(\frac{\delta}{r}\right)^{5/2}$$

— нижнее критическое давление;

$$p_{ср} = (p_y + p_x)\, 0{,}7 + p_{вск}$$

— осредненное внешнее расчетное давление.

Если $p_к^н$ оболочки не удовлетворяет условию (22.160), то необходимо ее укрепить кольцами жесткости и определить критическую нагрузку по формуле

$$p_к^н = 19{,}1 \left(\frac{100\delta}{r}\right)^2 \cdot \left(\frac{100\delta r}{b^2}\right)^{0{,}58}, \qquad (22.161)$$

где b — шаг колец жесткости.

Шаг колец жесткости b определяют из условия устойчивости кольца жесткости по формуле

$$p_к^н = 2{,}5 p_{ср} = \frac{3EJ_к}{r_к^3 b}. \qquad (22.162)$$

22.8. КОНСТРУКЦИЯ И РАСЧЕТ СФЕРИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ

Сферические резервуары предназначены для хранения и количественного учета сжиженных газов под высоким избыточным давлением.

Конструкция сферических резервуаров аналогична конструкции сферических газгольдеров соответствующих объемов.

Здесь рассматриваются конструкции резервуаров, опирающихся на вертикальные трубчатые стойки, привариваемые к оболочке и соединенные связями, обеспечивающими пространственную жесткость опорной конструкции (рис. 22.38).

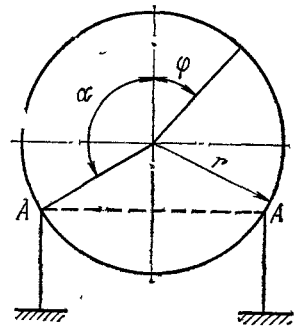


Рис. 22.38. К определению усилий в сферической оболочке от гидростатической нагрузки

При проектировании сферических резервуаров следует применять марки и классы сталей (или алюминиевых сплавов) с учетом объемов, температуры районов строительства и температуры хранимого продукта.

В районах строительства с расчетной температурой наиболее холодной недели не ниже —65° С применяются низколегированные стали по СНиП для проектирования стальных конструкций. При проектировании низкотемпературных сферических резервуаров для хранения сжиженных газов при более низких температурах следует применять специальные марки сталей или алюминиевые сплавы по соответствующим нормативным документам.

Расчет оболочки сферических резервуаров на прочность производится: на избыточное давление $p_н$, кгс/см² (МПа), на гидростатическое давление жидкости плотностью γ, кгс/см³; при соответствующих требованиях выполняется расчет на сейсмические воздействия.

Расчет оболочки на прочность при воз-

действии избыточного давления производится по формуле

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{n p_и r}{2\delta} \leqslant mR, \quad (22.163)$$

где σ_1, σ_2 — соответственно меридиональные и кольцевые напряжения; δ — толщина оболочки; m, n — коэффициенты соответственно условий работы (табл. 22.9) и перегрузки (табл. 22.10).

Радиальные перемещения оболочки

$$\Delta r = \frac{p_и r^2}{E\delta}(1 - \mu). \quad (22.164)$$

При расчете оболочки на гидростатическое давление жидкости плотностью (кг/см³) определяют гидростатическое давление на уровне, соответствующем углу φ (рис. 22.38):

$$p = n\gamma r (1 - \cos\varphi). \quad (22.165)$$

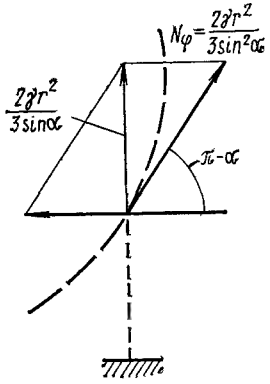


Рис. 22.39. Определение реакций в опоре сферического резервуара

Для точек оболочки, расположенных выше опорного сечения (см. рис. 22.39):

$$N_1 = \frac{n\gamma r^2}{6}\left(1 - \frac{2\cos^2\varphi}{1 + \cos\varphi}\right); \quad (22.166)$$

$$N_2 = \frac{n\gamma r^2}{6}\left(5 - 6\cos\varphi + \frac{2\cos^2\varphi}{1 + \cos\varphi}\right). \quad (22.167)$$

Для точек, расположенных ниже опорного сечения:

$$N_1 = \frac{n\gamma r^2}{6}\left(5 + \frac{2\cos^2\varphi}{1 - \cos\varphi}\right); \quad (22.168)$$

$$N_2 = \frac{n\gamma r^2}{6}\left(1 - 6\cos\varphi - \frac{2\cos^2\varphi}{1 - \cos\varphi}\right). \quad (22.169)$$

Оболочку сферического резервуара рассчитывают на устойчивость при воздействии вакуума $p_в$ по формуле

$$\sigma \leqslant m\sigma_0, \quad (22.170)$$

где $$\sigma_0 = cE\frac{\delta}{r} \quad (22.171)$$

— критическое напряжение.

Значение c принимают в зависимости от отношения r/δ по табл. 22.1 (аналогично цилиндрическим резервуарам применительно к проверке на осевое сжатие);

$$\sigma = \frac{n p_в r}{2\delta}$$

— расчетное напряжение.

Критическое давление (вакуум) в оболочке проверяют по формуле

$$p_{кр} = 2c\frac{E\delta^2}{r^2}. \quad (22.172)$$

Допустимый вакуум в сферической оболочке можно определить по формуле

$$p_{доп} = \frac{2m\sigma_р\delta}{nr}. \quad (22.173)$$

На размер $p_{доп}$ должна быть рассчитана предохранительная вакуумная аппаратура, устанавливаемая на оболочке.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Ароиов А. Б.** Газгольдеры (Расчет, конструкция, строительство). М., Госхимтехиздат, 1933.
2. **Бабицкий И. Ф., Вихман Г. Л., Вольфсон С. И.** Расчет и конструирование аппаратуры нефтеперерабатывающих заводов. М., Недра, 1965.
3. **Вайнберг Д. В., Вайнберг Е. Д.** Пластины, диски, балки-стенки. М., Госстройиздат, 1959.
4. **Вольмир А. С.** Устойчивость деформируемых систем. М., Наука, 1967.
5. **Даревский В. М.** Прочность и динамика авиационных двигателей. Вып. I. М., Оборонгиз, 1964.
6. **Клейн Г. К.** Расчет труб, уложенных в земле. М., Госстройиздат, 1957; Расчет подземных трубопроводов. М., Госстройиздат, 1969.
7. **Лессиг Е. Н., Лилеев А. Ф., Соколов А. Г.** Стальные листовые конструкции. М., Госстройиздат, 1956.
8. **Лессиг Е. Н.** Расчет консольных цилиндрических оболочек на неосесимметричные нагрузки. Сборник трудов МИСИ им. В. В. Куйбышева, посвященный 75-летию Н. С. Стрелецкого. М., Госгортехиздат, 1962.
9. **Лессиг Е. Н., Лилеев А. Ф., Соколов А. Г.** Листовые металлические конструкции. М., Стройиздат, 1970.
10. **Мельников Н. П.** Металлические конструкции за рубежом. М., Стройиздат, 1971.
11. Металлические конструкции. Изд. 3-е, перераб./Под ред. Е. И. Беленя. М., Стройиздат, 1973.
12. **Пономарев С. Д.** и др. Расчеты на прочность в машиностроении. Том II и III. М., Машгиз, 1958, 1959.
13. **Ручимский М. Н.** Некоторые вопросы расчета новых типов сварных горизонтальных резервуаров в свете их натурных испытаний. Труды ВНИИстройнефти, вып. IX, М., 1957.
14. **Сафарян М. К.** Стальные резервуары для хранения нефтепродуктов (исследования работы конструкций). ОНТИ ВНИИСТ, 1958.
15. **Сафарян М. К., Иванцов О. М.** Проектирование и сооружение стальных резервуаров. М., Гостоптехиздат, 1961.
16. **Сафарян М. К., Ашкиназ М. И., Чолоян Г. С.** Стальные резервуары со сфероцилиндрической кровлей для нефтепродуктов. Научное сообщение ВНИИСТ, М., 1961.
17. **Сафарян М. К.** Современное состояние резервуаростроения и перспективы его развития. ЦНИИТЭнефтехим. Тематические обзоры, 1972.
18. **Сафарян М. К., Евтихин В. Ф.** Повышение надежности и эффективности резервуарных парков НПЗ. ЦНИИТЭнефтехим. Тематические обзоры, 1975.
19. **Стулов Т. Т.** и др. Сооружение газохранилищ и нефтебаз. М., Недра, 1973.
20. СНиП II-В.3-72. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М., Стройиздат, 1974.
21. СНиП II-6-74. Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия. М., Стройиздат, 1976.

Таблица 22.9. Дополнительные коэффициенты условия работы m*

Элемент (не содержащийся в СНиП)	Значение m
Оболочка сферического резервуара при расчете на прочность:	
по безмоментной теории	0,6
по моментной »	0,9
при расчете зоны краевого эффекта	1,6
при расчете на устойчивость	1

Таблица 22.10. Дополнительные коэффициенты перегрузки n* (не содержащиеся в СНиП)

Нагрузка	Значение n
Жидкость	1,1
Избыточное давление газов	1,2
Вакуум	1,2
Изоляция	1,2

* Остальные коэффициенты принимаются по СНиП.

Таблица 23.1. Унифицированные значения основных характеристик сыпучих материалов

Материал	Нормативная объемная масса γ, т/м³	Угол естественного откоса (угол внутреннего трения) φ, град	Коэффициент трения f, по	
			бетону	металлу
Строительный				
Гипс кусковой, известняк дробленый	1,6	35	0,5	0,3
Глина влажная и мокрая, песок, насыщенный водой	2	20	0,3	0,2
Глина сухая, клинкер цементный, песок сухой, цемент	1,6	30	0,6	0,3
Глинозем, мергель	1,25	30	0,5	0,3
Гравий сухой и мокрый, камень тяжелый, щебень	2	30	0,5	0,5
Древесные опилки воздушно-сухие	0,25	35	0,5	0,3
Известь:				
гашеная в порошке	0,7	35	0,5	0,3
обожженная крупная	1,2	35	0,5	0,3
обожженная мелкая	0,9	35	0,5	0,3
Мел дробленый	1,4	40	0,5	0,3
Шлак	1,2	30	0,5	0,3
Химический				
Апатитовый концентрат	2	40	0,5	0,3
Карналлит, фтористый алюминий, криолит	1	35	0,5	0,3

Продолжение табл. 23.1

Материал	Нормативная объемная масса γ, т/м³	Угол естественного откоса (угол внутреннего трения), φ, град	Коэффициенты трения f, по	
			бетону	металлу
Карбид	0,9	30	0,5	0,3
Магнезитовый порошок	1,8	35	0,5	0,3
Нефелиновый концентрат	1,5	35	0,5	0,3
Селитра	1,2	40	0,5	0,3
Сода кальцинированная	0,6	40	0,3	0,3
Сульфат аммония	0,9	40	0,5	0,3
Фосфоритная мука	1,6	40	0,5	0,3
Фтористый аммоний	0,9	30	0,5	0,3
Угли и руды				
Агломерат железной руды, бурый железняк, марганцевая руда	2	40	—	—
Кокс	0,6	40	0,8	0,5
Красный железняк	2,6	40	—	—
Магнитный железняк	3,4	40	—	—
Торф	0,6	35	0,8	0,5
Уголь — антрацит и каменный, сланцы горючие	1	35	0,5	0,3
Уголь бурый	0,8	35	0,5	0,3
Угольная пыль нормальной влажности	0,8	25	—	—
Штейн свинцовый	4	40	—	—
Пищевые продукты				
Зерно, бобовые семена, крупа, гранулированный комбикорм	0,8	25	0,4	0,4
Картофель	0,75	30	—	—
Комбикорма всех видов (кроме гранулированных), подсолнух	0,55	30	0,4	0,4
Кукуруза в початках	0,45	30	0,4	0,4
Мука (пшеничная, ржаная и др.)	0,6	40	0,3	0,3
Отруби разные	0,4	40	0,3	0,3
Сахар-песок	1	35	—	—

22 Справочник проектировщика Расчетно-теоретический/Под ред А А Уманского М, Госстройиздат, 1961
23 Справочник проектировщика Металлические конструкции промышленных зданий и сооружений/Под ред Н П Мельникова М, Госстройиздат, 1962
24 **Стрелецкий Н. С** Работа стали в строительных конструкциях М, Госстройиздат, 1956
25 **Тимошенко С. П.** Устойчивость упругих систем М Гостехтеоретиздат 1948
26 **Тимошенко С П, Войновский-Кригер С.** Пластинки и оболочки М Физматгиз, 1963
27 **Тимошенко С П** Сопротивление материалов т II, М Наука, 1965
28 **Уманский А А.** Специальный курс строительной механики ч I М, ОНТИ, 1935
29 **Черникин В И** Сооружение и эксплуатация нефтебаз М, Гостоптехиздат, 1951
30 **Чичко Г М** Расчет каплевидных резервуаров и выбор системы опирания корпуса М, Гостоптехиздат, 1951.

ГЛАВА 23 БУНКЕРА И СИЛОСЫ

23.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

23.1.1. Основные определения

Бункерами и силосами называют крупноразмерные емкости, предназначенные для временного хранения сыпучих материалов (рис 23 1). Опорожнение бункеров и силосов производится через расположенные в нижней их части специальные выпускные отверстия Для улучшения условий истечения материала, бункера и силосы заканчиваются суживающейся частью, называемой воронкой Наименьший угол наклона α стенки воронки к горизонту обычно на 5—10° превышает угол естественного откоса сыпучего материала φ Выпускные отверстия бункеров и силосов в зависимости от вида разгрузочного устройства и механических характеристик сыпучего материала могут иметь круглую, квадратную, прямоугольную (с отношением сторон $c=b_0/a_0<2$) или вытянутую (щелевую) в плане форму Меньшая сторона, мм, прямоугольного выпускного отверстия

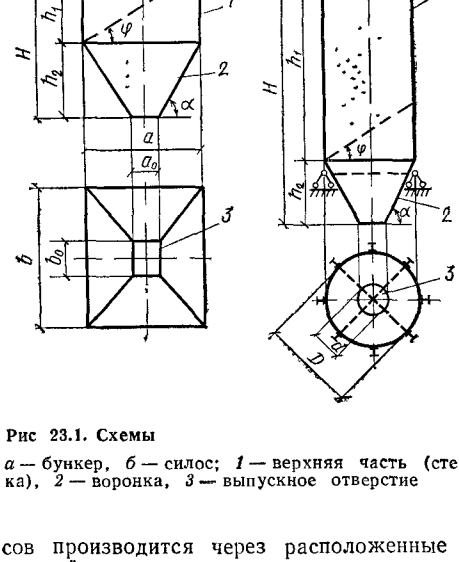


Рис 23.1. Схемы

а — бункер, *б* — силос; *1* — верхняя часть (стенка), *2* — воронка, *3* — выпускное отверстие

$$a_0 = k_0 (80 + D) \operatorname{tg} \varphi \frac{1+c}{2c}, \quad (23.1)$$

где k_0 — опытный коэффициент, равный 2,4—2,6, D — максимальный размер кусков сыпучего материала, мм.

При круглом выпускном отверстии диаметр его d определяется также по формуле (23 1), полагая что $c=1$.

Чтобы предохранить стенки бункеров и силосов от истирания, применяют футеровку — стальную или деревянную Для истечения плохосыпучих материалов используются различные побудительные устройства.

Хранилища сыпучих материалов, в которых высота стенки (см рис. 23 1) не превосходит полуторного наименьшего поперечного размера, называют бункерами Более высокие хранилища сыпучих материалов называют силосами. Стальные силосы применяются исключительно круглыми и проектируются они в соответствии с «Указаниями по проектированию силосов для сыпучих материалов» (СН 302-65). Стальные бункера отличаются большим разнообразием объемно-планировочных и конструктивных решений По условиям формообразования они подразделяются на· пирамидально-призматические, лотково-призматические; гибкие (параболические), гибкие с жесткими разгрузочными воронками, конусно-цилиндрические.

23.1.2. Нагрузки

Бункера и силосы проектируют с учетом нагрузок от давления сыпучего материала, собственной массы конструкций, а также снеговой, ветровой и временных нагрузок на перекрытие Давление сыпучего материала зависит от высоты столба, находящегося в хранилище материала, его физико-механических свойств и угла наклона к горизонту рассматриваемой плоскости Вертикальное $q^н$ и горизонтальное $p^н$ нормативные давления сыпучего материала в бункерах определяются по формулам.

$$q^н = \gamma y; \quad (23.2)$$

$$p^н = k\gamma y; \quad (23.3)$$

аналогично в силосах:

$$q^н = A\gamma \frac{\rho}{fk}; \quad (23.4)$$

$$p^н = A\gamma \frac{\rho}{f}, \quad (23.5)$$

где γ, φ, f — соответственно объемная масса, угол естественного откоса и коэффициент трения сыпучего материала (табл 23 1); $k=\operatorname{tg}^2(45°-\varphi/2)$ — отношение горизонтального давления к вертикальному (табл 23 2); y — расстояние от поверхности сыпучего материала до рассматриваемого сечения; $\rho=F/u$ — гидравлический радиус; F, u — соответственно площадь и периметр попереч-

Таблица 23 2 **Значения коэффициентов k и m_0**

α, град	Значения φ, град							Для зерна при k=0,44
	20	25	30	35	40	45	50	
	Значения $k=\mathrm{tg}^2\,(45°-\varphi/2)$							
	0,49	0,406	0,333	0,271	0,217	0,172	0,132	
	Значения m_0							
25	0,902	—	—	—	—	—	—	0 899
30	0,872	0,852	—	—	—	—	—	0,86
35	0,832	0,805	0,781	—	—	—	—	0,816
40	0,789	0,755	0,725	0 699	—	—	—	0,769
42	0,772	0,734	0,701	0,673	—	—	—	0,749
44	0,754	0,713	0,678	0,648	0,622	—	—	0,73
45	0,745	0,703	0,667	0,636	0,609	—	—	0,720
46	0,736	0,698	0,655	0,623	0,595	—	—	0,710
48	0,719	0,672	0,632	0,598	0,568	—	—	0,691
50	0,701	0,651	0,608	0,572	0 540	0,513	—	0,671
52	0,684	0,631	0,586	0,547	0,514	0,486	—	0,652
54	0,666	0,611	0,563	0,523	0,487	0,457	0,432	0,634
55	0,658	0,601	0,552	0,511	0,475	0,444	0,418	0,624
56	0,649	0,592	0,542	0,499	0,462	0,43	0,404	0,615
58	0,633	0,573	0,52	0,476	0,437	0,404	0,376	0,597
60	0,617	0,555	0,5	0,453	0,413	0,378	0,349	0,58
62	0,602	0,537	0,48	0,431	0,389	0,354	0,324	0,563
64	0,588	0,52	0,461	0,411	0,367	0,33	0,299	0,548
65	0,581	0,512	0,452	0,401	0,357	0,32	0,287	0,54
66	0,574	0,504	0,443	0,391	0,346	0,308	0,276	0,533
68	0,561	0,49	0,426	0,373	0,327	0,287	0,254	0,518
70	0,55	0,476	0,412	0,356	0,309	0,268	0,234	0,506

Таблица 23 3 **Значения коэффициента A**

Продолжение табл 23 3

$f_k\,y/\rho$	A	$f_k\,y/\rho$	A	$f_k\,y/\rho$	A	$f_k\,y/\rho$	A	$f_k\,y/\rho$	A	$f_k\,y/\rho$	A	$f_k\,y/\rho$	A	$f_k\,y/\rho$	A
0,01	0,01	0,24	0,213	0,47	0,375	0,7	0,503	0,93	0,605	1,32	0,733	1,8	0,835	2,65	0,929
0,02	0,02	0,25	0,221	0,48	0,381	0,71	0,508	0,94	0,609	1,34	0,738	1,82	0,838	2,7	0,933
0,03	0,03	0,26	0,229	0,49	0,387	0,72	0,513	0,95	0,613	1,36	0,743	1,84	0,841	2,8	0,939
0,04	0,039	0,27	0,237	0,5	0,393	0,73	0,518	0,96	0,617	1,38	0,748	1,86	0,844	2,85	0,942
0,05	0,049	0,28	0,244	0,51	0,399	0,74	0,523	0,97	0,621	1,4	0,753	1,88	0,847	2,9	0,945
0,06	0,058	0,29	0,252	0,52	0,405	0,75	0,528	0,98	0,625	1,42	0,758	1,9	0,85	2,95	0,948
0,07	0,068	0,3	0,259	0,53	0,411	0,76	0,532	0,99	0,628	1,44	0,763	1,92	0,853	3	0,95
0,08	0,077	0,31	0,267	0,54	0,417	0,77	0,537	1	0,632	1,46	0,768	1,94	0,856	3,1	0,955
0,09	0,086	0,32	0,274	0,55	0,423	0,78	0,542	1,02	0,639	1,48	0,772	1,96	0,859	3,2	0,959
0,1	0,095	0,33	0,281	0,56	0,429	0,79	0,546	1,04	0,647	1,5	0,777	1,98	0,862	3,3	0,963
0,11	0,104	0,34	0,288	0,57	0,434	0,8	0,551	1,06	0,654	1,52	0,781	2	0,865	3,4	0,967
0,12	0,113	0,35	0,295	0,58	0,44	0,81	0,555	1,08	0,66	1,54	0,786	2,05	0,871	3,5	0,97
0,13	0,122	0,36	0,302	0,59	0,446	0,82	0,559	1,1	0,667	1,56	0,79	2,1	0,878	3,6	0,973
0,14	0,131	0,37	0,309	0,6	0,451	0,83	0,564	1,12	0,674	1,58	0,794	2,15	0,884	3,7	0,975
0,15	0,139	0,38	0,316	0,61	0,457	0,84	0,568	1,14	0,68	1,6	0,798	2,2	0,889	3,8	0,978
0,16	0,148	0,39	0,323	0,62	0,462	0,85	0,573	1,16	0,687	1,62	0,802	2,25	0,895	3,9	0,98
0,17	0,156	0,4	0,33	0,63	0,467	0,86	0,577	1,18	0,693	1,64	0,806	2,3	0,9	4	0,982
0,18	0,165	0,41	0,336	0,64	0,473	0,87	0,581	1,2	0,699	1,66	0,81	2,35	0,905	5	0,993
0,19	0,173	0,42	0,343	0,65	0,478	0,88	0,585	1,22	0,705	1,68	0,814	2,4	0,909	6	0,998
0,2	0,181	0,43	0,349	0,66	0,483	0,89	0,589	1,24	0,711	1,7	0,817	2,45	0,914	7	0,999
0,21	0,189	0,44	0,356	0,67	0,488	0,9	0,593	1,26	0,716	1,72	0,821	2,5	0,918	8	1
0,22	0,197	0,45	0,362	0,68	0,493	0,91	0,597	1,28	0,722	1,76	0,828	2,55	0,922		
0,23	0,205	0,46	0,369	0,69	0,498	0,92	0,601	1,3	0,727	1,78	0,831	2,6	0,926		

Таблица 23 4. **Значения коэффициента m_0'**

α, град	Значения φ, град							Для зерна при k=0,44
	20	25	30	35	40	45	50	
	Значения $(1-k)=1-tg^2\,(45°-\varphi/2)$							
	0,510	0,594	0,667	0,729	0,783	0,828	0,868	
25	0,195	—	—	—	—	—	—	0,214
30	0,221	0,257	—	—	—	—	—	0,242
35	0,239	0,279	0,313	—	—	—	—	0,263
40	0,251	0,292	0,327	0,358	—	—	—	0,276
42	0,253	0,295	0,33	0,361	—	—	—	0,278
44	0,255	0,297	0,333	0,364	0,391	—	—	0,28
45	0,255	0,297	0,333	0,364	0,391	—	—	0,28
46	0,255	0,297	0,333	0,364	0,391	—	—	0,28

α, град	Значения φ, град							Для зерна при $k=0,44$
	20	25	30	35	40	45	50	
	Значения $(1-k)=1-\mathrm{tg}^2(45°-\varphi/2)$							
	0,510	0,594	0,667	0,729	0,783	0,828	0,868	
48	0,253	0,295	0,33	0,361	0,388	—	—	0,278
50	0,251	0,292	0,327	0,358	0,385	0,407	—	0,276
52	0,247	0,288	0,323	0,353	0,379	0,402	—	0,272
54	0,242	0,282	0,317	0,347	0,372	0,394	0,413	0,266
55	0,239	0,279	0,313	0,342	0,367	0,389	0,407	0,263
56	0,236	0,275	0,309	0,338	0,363	0,384	0,402	0,26
58	0,229	0,266	0,298	0,327	0,351	0,372	0,389	0,252
60	0,221	0,256	0,288	0,315	0,338	0,358	0,375	0,242
62	0,212	0,246	0,276	0,302	0,325	0,344	0,36	0,232
64	0,201	0,234	0,263	0,287	0,308	0,326	0,342	0,221
65	0,195	0,228	0,255	0,278	0,3	0,317	0,332	0,214
66	0,19	0,221	0,248	0,271	0,291	0,308	0,322	0,208
68	0,177	0,206	0,231	0,252	0,271	0,288	0,3	0,194
70	0,164	0,19	0,214	0,234	0,251	0,266	0,278	0,18

ного сечения силоса; $A=l-e^{-kfy/\rho}$ — коэффициент, определяемый по табл 23 3.

Основное нормативное давление сыпучего материала, действующее перпендикулярно наклонной поверхности воронки ($p^{н}_{\alpha}$), и касательно к ней ($p^{н}_{t}$) определяют по формулам:

$$p^{H}_{\alpha}=m_0 q^{н}; \qquad (23.6)$$

$$p^{H}_{t}=m'_0 q^{н}, \qquad (23.7)$$

где $m_0=\cos^2\alpha+k\sin^2\alpha$ — коэффициент, определяемый по табл. 23.2; $m'_0=(1-k)\sin\alpha\times\cos\alpha$ — коэффициент, определяемый по табл. 23.4

Вертикальное нормативное давление, передающееся через трение на стенки силоса,

$$q^{н}_{f}=p^{н}f. \qquad (23.8)$$

Расчетные нагрузки от давления сыпучих материалов определяются умножением нормативных давлений на коэффициент перегрузки n, равный для бункеров и силосов соответственно 1,2 и 1,3. Остальные нагрузки, коэффициенты перегрузки и сочетания нагрузок принимаются по технологическим заданиям и по СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия». При расчете на сжатие стенок силосов и колонн подсилосного этажа расчетная нагрузка от массы сыпучего материала умножается на коэффициент 0,9. Коэффициенты условий работы принимаются. для колонн 0,9, в остальных случаях 1.

23.1.3. Материалы и соединения

Материалы и соединения для несущих конструкций стальных бункеров и силосов следует принимать в соответствии с указаниями СНиП II-В.3-72 и рекомендациями гл. 1 и 3 Справочника Для бункеров, возводимых в районах с расчетной температурой выше —30° С, и при отсутствии на них нагрузок от подвижных составов обычно применяется сталь марки ВСт3кп2 по ГОСТ

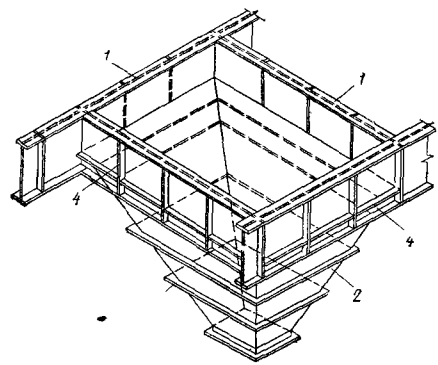


Рис. 23.2. Одноячейковый пирамидально-призматический бункер

1 — вертикальная стенка бункера (бункерная балка); *2* — воронка; *3* — ребра жесткости воронки; *4* — вертикальные и горизонтальные ребра жесткости бункерной балки

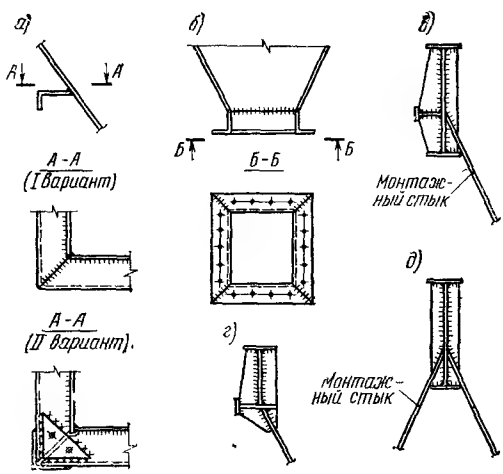


Рис. 23.3. Узлы сопряжения элементов конструкций пирамидально-призматических бункеров

а — стык ребер жесткости воронки, *б* — конструкция выходного отверстия; *в—д* — варианты сопряжения воронок с бункерными балками

380—71*. При строительстве бункеров в Северной климатической зоне, а также при соответствующем технико-экономическом обосновании и при строительстве в районах с расчетной температурой наружного воздуха выше —40° С для несущих конструкций бункеров и силосов следует применять низколегированные стали. Стальная футеровка выполняется, как правило, из стали марки 14Г2.

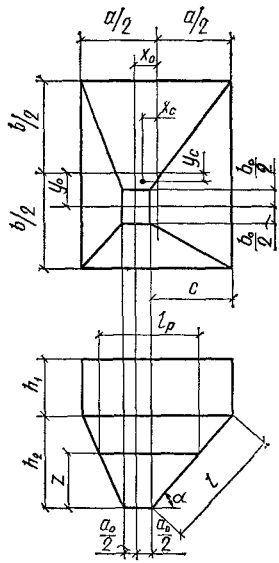


Рис. 23.4. Геометрическая схема пирамидально-призматического бункера, несимметричного относительно обеих осей в плане

Конструкции бункеров и силосов выполняются сварными с соединением элементов по возможности встык из условия равнопрочности. Соединения внахлестку допускаются лишь как монтажные при невозможности надежной подгонки примыкающих элементов. Применять соединения со стыковыми накладками не рекомендуется.

Внутренняя поверхность обшивки бункеров и силосов не должна иметь выступающих частей (полок, ребер, скоб и т. д.), способствующих образованию сводов и зависанию сыпучего материала, затрудняющих опорожнение бункеров и силосов и вызывающих дополнительные давления и удары при обрушении.

23.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

23.2.1. Пирамидально-призматические бункера

Пирамидально-призматический бункер (рис. 23.2) состоит из верхней призматической части и нижней части, имеющей форму усеченной пирамиды или обелиска. Вертикальные стенки бункера образуются, как правило, бункерными несущими балками и имеют горизонтальные и вертикальные ребра жесткости. Обшивка воронки укрепляется обычно только горизонтальными ребрами жесткости. Основные узлы сопряжения элементов бункеров представлены на рис. 23.3.

Полный объем бункера (рис. 23.4)

$$V = V_1 + V_2 = abh_1 + [b(2a + a_0) + b_0(2a_0 + a)]\frac{h_2}{6}. \qquad (23.9)$$

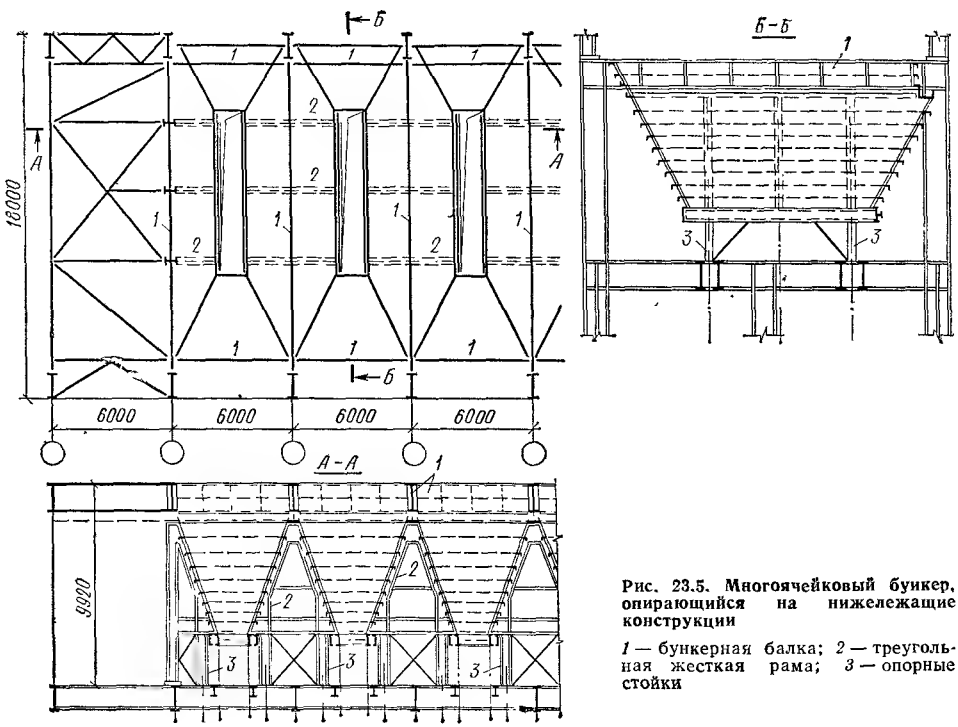
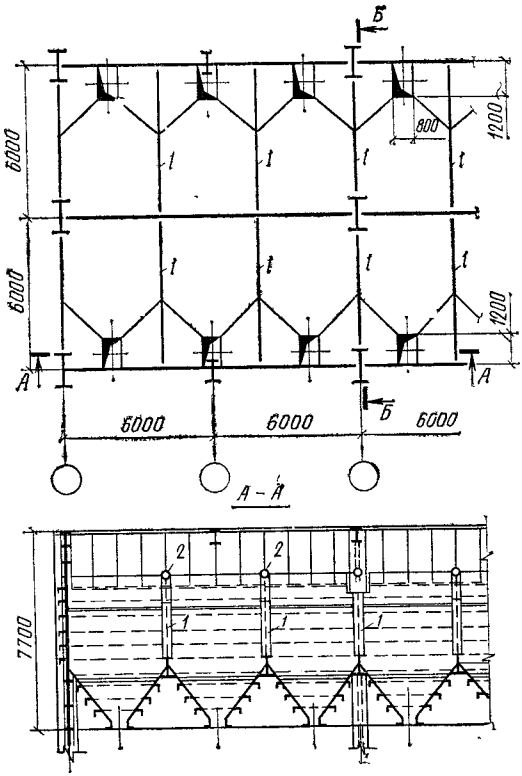


Рис. 23.5. Многоячейковый бункер, опирающийся на нижележащие конструкции

1 — бункерная балка; *2* — треугольная жесткая рама; *3* — опорные стойки



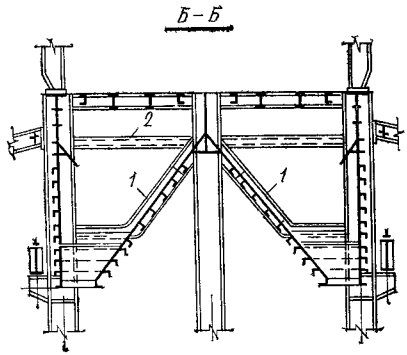


Рис. 23.6. Лотково-призматический бункер
1 — седловидная рама; *2* — распорка трубчатого сечения

Координаты центра тяжести объема:

$$x_c = [(a + a_0)(b + b_0) + 2a_0 b_0] \frac{x_0 h_2}{12V}; \quad (23.10)$$

$$y_c = [(a + a_0)(b + b_0) + 2a_0 b_0] \frac{y_0 h_2}{12V}. \quad (23.11)$$

Высота и угол наклона к горизонту боковой грани i воронки

$$l_i = \sqrt{h_2^2 + C_i^2}; \quad \operatorname{tg} \alpha_i = \frac{h_2}{C_i}. \quad (23.12)$$

Двугранный угол $\beta_{i,\,i+1}$ между гранями i, $i+1$

$$\cos \beta_{i,\,i+1} = \cos \alpha_i \cos \alpha_{i+1} \quad (23.13)$$

Длина ребра жесткости

$$l_р = a_0 + (a - a_0)\, z/h_2. \quad (23.14)$$

Пирамидально-призматические бункера в зависимости от расположения выпускных отверстий могут быть симметричными и несимметричными, могут иметь одну или несколько течек и быть одноячейковыми (см. рис. 23.2) и многоячейковыми (рис. 23.5). Опирание бункеров на колонны здания или отдельно стоящие стойки производится через бункерные балки. В некоторых случаях (при больших размерах выпускных отверстий) оказывается более экономичной по расходу стали конструктивная схема с опиранием бункера непосредственно на нижележащее подбункерное перекрытие. Основными несущими элементами бункера, показанного на рис. 23.5, являются треугольные жесткие рамы *3*, составляющие каркас нижней пирамидальной его части.

23.2.2. Лотково-призматические бункера

Лотково-призматический бункер представляет собой большой протяженности лоток призматической формы, имеющий в днище ряд отверстий, предназначенных для выпуска сыпучей массы. Боковые стенки бункеров могут быть вертикальными или наклонными; течки могут иметь форму суживающихся книзу воронок.

Бункера этого вида так же, как и пирамидально-призматические, относятся к числу жестких, сохраняющих постоянную форму в процессе загружения и разгрузки. Это позволяет выполнять их несимметричными с произвольным расположением выпускных отверстий. Поперечная жесткость бункера, показанного на рис. 23.6, обеспечивается специальными седловидными рамами *1* с распорками *2*, расположенными между воронками.

23.2.3. Гибкие (параболические) бункера

Гибкий бункер представляет собой цилиндрическую незамкнутую оболочку с горизонтальной осью, подвешенную к двум продольным несущим балкам, опирающимся на колонны здания или отдельно стоящие стойки (рис. 23.7). По торцам бункеров

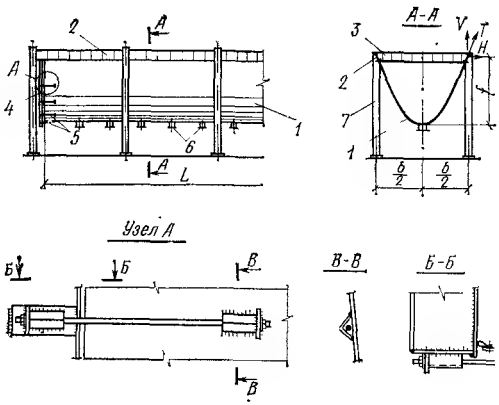


Рис. 23.7. Гибкий (параболический) бункер

1 — оболочка; *2* — продольная балка; *3* — поперечная балка-распорка; *4* — торцевая стенка; *5* — тяжи; *6* — течки; *7* — колонна

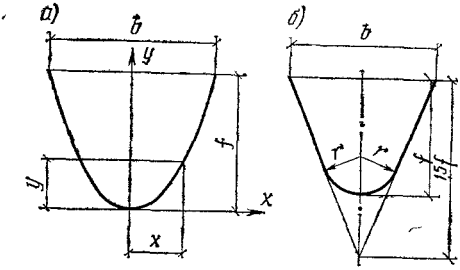


Рис. 23.8. Направляющая кривая оболочки гибкого бункера

а — параболическая; *б* — графическая аппроксимация формулы (23.15)

устанавливаются жесткие вертикальные стенки, соединяемые с оболочкой длинными тяжами. Течки гибких бункеров имеют, как правило, цилиндрическую форму и располагаются в нижней его части по оси симметрии.

Благодаря отсутствию ребер жесткости и работе стенок в основном на растяжение гибкие бункера относятся к числу наиболее экономичных по расходу стали емкостей для хранения сыпучих материалов. Направляющая кривая оболочки гибкого бункера принимается из условия максимального соответствия очертанию стенок бункера при полном его загружении. Из множества формул для определения формы гибкого бункера (рис. 23.8, *а*) наибольшее распространение получили зависимости:

$$y = 2f\,[3\,(x/b)^2 - 2\,(x/b)^3]; \qquad (23.15)$$

$$y = 4f\,(x/b)^2; \qquad (23.16)$$

графическая аппроксимация формулы (23.15) при $b \leqslant 4$ м изображена на рис. 23.8, *б*.

Площадь поперечного сечения бункера и его объем определяются по формулам:

$$F = (5/8)\,fb; \quad V = (5/8)\,fbL, \qquad (23.17)$$

где L — длина бункера (рис. 23.7).

На рис. 23.9 дан поперечный разрез гибкого бункера большого объема крупной обогатительной фабрики.

23.2.4. Гибкие бункера с жесткими разгрузочными воронками

Бункера этого типа рекомендуются для хранения плохосыпучих руд. Они могут быть получены из гибких заменой нижней их части жесткими разгрузочными воронками (рис. 23.10). Такое конструктивное решение бункеров при относительно небольшом увеличении расхода стали позволяет существенно улучшить условия истечения материала; значительно возрастет полезный объем бункера благодаря уменьшению застойной зоны. Бункер этого типа в сравнении с гибким менее деформативен и поэтому более удобен в эксплуатации. Неизменяемость контура бункера в плане в месте примыкания разгрузочных воронок обеспечивается горизонтальными бункерными балками с распорками.

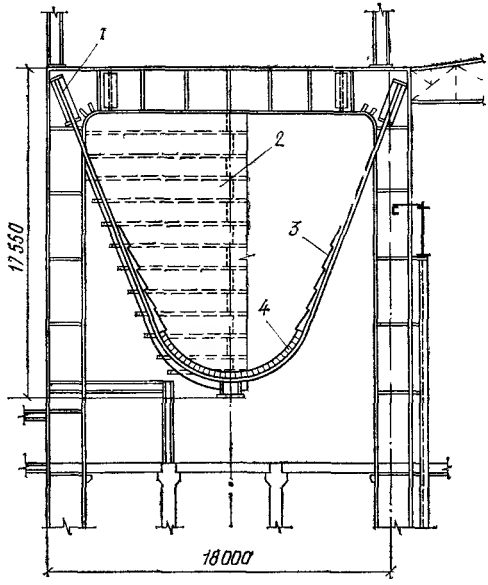


Рис. 23.9. Гибкий бункер обогатительной фабрики

1 — продольная бункерная балка; *2* — торцевая стенка; *3* — футеровка из стальных листов; *4* — футеровка из деревянных брусков

23.2.5. Конусно-цилиндрические бункера и круглые силосы

Конусно-цилиндрические бункера и круглые силосы состоят из верхней цилиндрической и нижней конической гладких оболочек, опертых на колонны, соединенные системой вертикальных связей (рис. 23.11). Эти емкости также достаточно экономичны, однако как крупные хранилища для сыпучих материалов не получили широкого распространения, поскольку более трудоемки в исполнении и значительно менее удобно объединяются в многоячейковые системы.

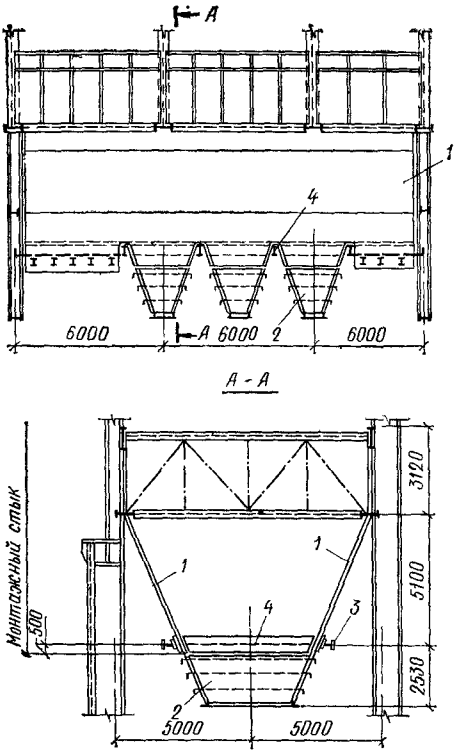


Рис. 23.10. Гибкий бункер с жесткими разгрузочными воронками

1 — гибкие стенки верхней части бункера; *2* — разгрузочная воронка; *3* — горизонтальная бункерная балка; *4* — распорка

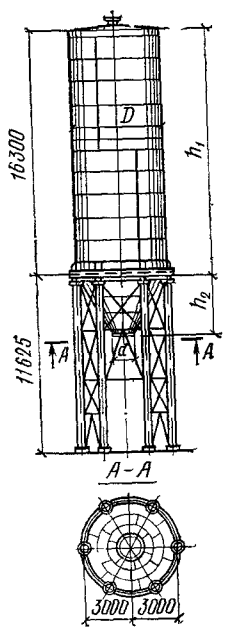


Рис. 23.11. Круглый силос

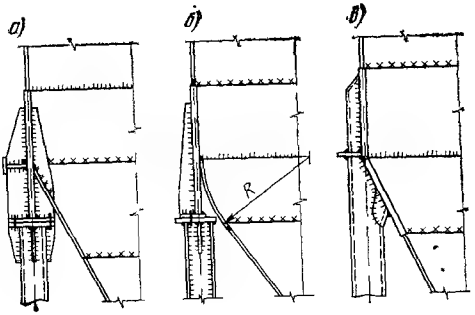


Рис. 23.12. Узел сопряжения воронки с цилиндрической частью бункера и силоса

а — пересечение с кольцом жесткости; *б* — пересечение с отбортовкой; *в* — сопряжение встык с кольцевым ребром жесткости

Полный объем засыпки круглого бункера и силоса (см. рис. 23.1, *б*)

$$V = \frac{\pi D_c^2}{4} h_1 + \left(D_c^2 + D_c d + d^2\right) \frac{\pi h_2}{12}. \quad (23.18)$$

Боковая поверхность

$$S = \pi D_c h_1 + \pi (D_c + d) \frac{h_2}{2 \cos \alpha}. \quad (23.19)$$

На рис. 23.12 показаны возможные варианты решения узла сопряжения воронки с цилиндрической частью бункера (силоса).

23.3. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ

23.3.1. Плоская стенка

Плоские стенки бункеров рассчитывают как пластинки, находящиеся в состоянии цилиндрического изгиба под воздействием равномерно распределенной нагрузки от давления сыпучего материала. Нагрузка определяется для середины каждого отсека и считается постоянной на протяжении всего отсека. Расчетные усилия в пластинках обычно определяют исходя из предположения шарнирного их закрепления на неподвижных опорах (ребрах). В этом случае изгибающий момент в середине пролета

$$M = M_б - Sf, \quad (23.20)$$

где $M_б$ — изгибающий момент для простой балки в середине пролета; S — продольное растягивающее усилие, определяемое по формуле

$$S = \sqrt[3]{\frac{E\delta}{1-\mu^2} \cdot \frac{\left(np_\alpha^н\right)^2 l^2}{24}}; \quad (23.21)$$

δ — толщина стенки бункера; μ — коэффициент Пуассона; l — расстояние между ребрами; n — коэффициент перегрузки; f — прогиб в середине пролета;

$$f = \frac{4np_\alpha^н l^2}{\pi^3 \left(S_E + S\right)}, \quad \text{где} \quad S_E = \frac{\pi^2 EJ}{l^2 (1-\mu^2)} \quad (23.22)$$

Напряжения в стенке бункера определяются как сумма напряжений от изгиба и продольного растяжения.

Такой расчет условен, поскольку не учитывает упругопластическую работу материала стенки бункера в местах опирания ее на ребра. Более точный расчет плоской стенки бункера с учетом ее защемления на опорах можно выполнить с помощью графиков (рис. 23.13). Здесь предельные кривые *3*, характеризующие упругую работу материала после многократно повторяющихся циклов загружений и разгрузки бункера, получены из условия приспособляемости и в наилучшей степени отражают действительную несущую способность стенки бункера в реальных условиях ее работы.

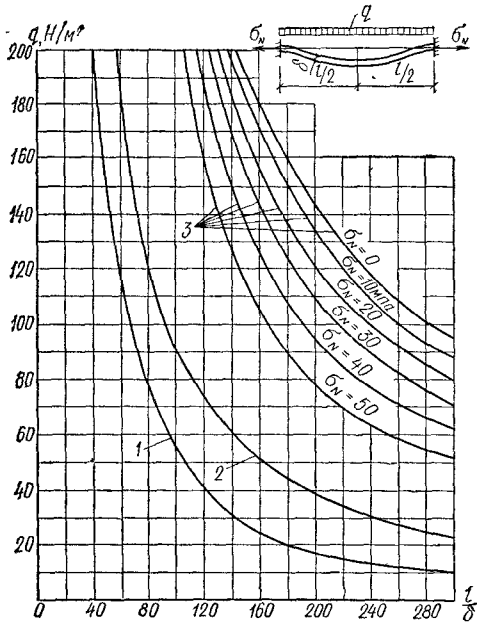


Рис. 23.13. Предельные состояния пластинки с защемленными кромками ($\sigma_т$=240 МПа; E=2,1×10⁵ МПа; μ=0,3)

1 — по краевой текучести в защемлениях; *2* — по образованию пластических шарниров в защемлениях; *3* — по условию упругой разгрузки

23.3.2. Ребра

Горизонтальные ребра рассчитывают на совместное воздействие продольных растягивающих сил и равномерно распределенной поперечной нагрузки, возникающих от давления засыпки на примыкающую к ребрам часть обшивки. В зависимости от способов сопряжения ребер жесткости смежных граней изгибающие моменты в них определяются как в шарнирно-опертых балках или замкнутых рамах с жесткими узлами (см. рис. 23.3, *а*, 23.14). В первом случае для ребра *а*

$$M_a = \frac{q_a l_a^2}{8}, \qquad (23.23)$$

где $q_a = n p_\alpha^н (h_i + h_{i+1})/2 \sin^2 \alpha$.

Продольные растягивающие силы

$$N_a = q_в (l_b/2). \qquad (23.24)$$

Значения M_b и q_b определяются аналогично M_a и q_a.

При жестком сопряжении ребер смежных граней и симметричной расчетной схеме моменты в узлах рамы

$$M_{оп} = \frac{q_a l_a^3 + q_b l_b^3}{12 (l_a + l_в)}, \qquad (23.25)$$

а продольные растягивающие силы определяют по формуле (23.24).

Прочность проверяют по формуле

$$\sigma = N/F + M/W < R, \qquad (23.26)$$

где F, W — площадь и момент сопротивления ребра с прилегающей к нему частью обшивки, равной $30\delta\sqrt{210/R}$ (R — в МПа).

Для несимметричного в плане бункера при определении $M_{оп}$, N_a и N_b значения q_a и q_b на противоположных гранях принимают одинаковыми по наибольшему из значений q_a и q_b.

Учет работы материала за пределом упругости при расчете ребер может быть произведен двумя способами: либо путем замены в формуле (23.26) W на пластический момент сопротивления $W^п = 1{,}12W$, либо путем определения расчетных усилий по формулам, полученным из условия выравнивания в пределах наиболее нагруженного ребра величин пролетных и опорных изгибающих моментов. В последнем случае изгибающий момент для ребра *а*

$$M_a = \frac{q_a l_a^2}{16}, \qquad (23.27)$$

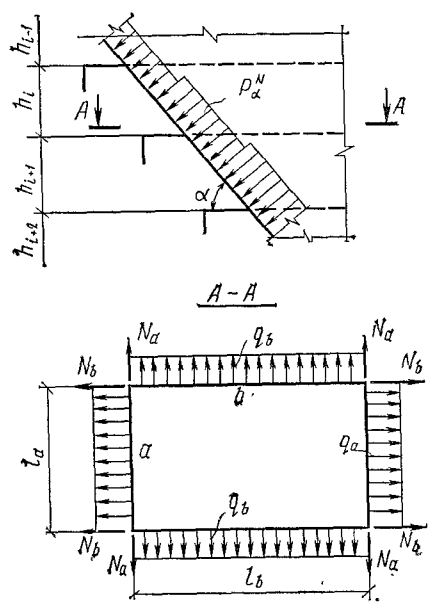


Рис. 23.14. Расчетная схема ребер жесткости воронки

и проверка прочности сводится к выполнению условия

$$\left(\frac{N_a}{FR}\right)^{3/2} + \frac{M_a}{WR} < 1. \qquad (23.28)$$

23.3.3. Бункерные балки

Их рассчитывают как однопролетные шарнирно-опертые, находящиеся под воздействием равномерно распределенной вертикальной и горизонтальной нагрузок от собственной массы конструкций, давления засыпки и временных нагрузок на перекрытии (рис. 23.15). Суммарная вертикальная нагрузка

$$q = N + p_в + 0{,}5 n p_\alpha^н h_2 \operatorname{ctg} \alpha, \qquad (23.29)$$

где N — расчетная нагрузка от собственной массы конструкций и временных нагрузок на перекрытии; $p_в^н$ — расчетная нагрузка от заполнения.

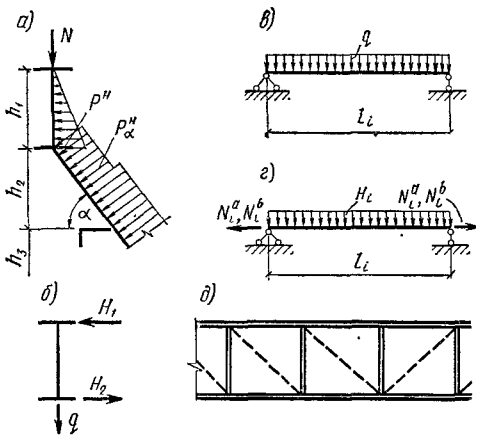


Рис. 23.15. Расчетная схема бункерной балки

а — действующие нагрузки; *б* — приложение вертикальных и горизонтальных нагрузок; *в* — расчетная схема балки при работе на вертикальные нагрузки; *г* — расчетная схема поясов балки при работе на горизонтальные нагрузки; *д* — вариант расчетной схемы вертикальной стенки балки

Для симметричного бункера $p_в$ определяется делением веса всего заполнения бункера на периметр верхнего сечения бункера. При асимметричном бункере нагрузки для балок, параллельных соответственно осям x и y (см. рис. 23.4):

$$p_в^x = P\left[\frac{1}{2(a+b)} \pm \frac{y_c}{ab}\right];$$

$$p_в^y = P\left[\frac{1}{2(a+b)} \pm \frac{x_c}{ab}\right], \qquad (23.30)$$

где P — расчетный вес всего заполнения

Горизонтальные нагрузки (рис. 23.15, *б*)

$$H_1 = n p^н \frac{h_1}{6}; \quad H_2 = p_в \operatorname{ctg} \alpha - 2H_1 - n p_\alpha^н \frac{h_2}{2}. \qquad (23.31)$$

Продольные силы N_i^a, N_i^b (рис. 23.15, *г*) от нагрузок H_1 и H_2, действующих на перпендикулярные к рассматриваемым грани:

$$N_i^a = H_i \frac{b}{2}; \quad N_i^b = H_i \frac{a}{2}. \qquad (23.32)$$

При решении узла сопряжения воронки с бункерной балкой по варианту, представленному на рис. 23.3, горизонтальная сила в пересечении вертикальной и наклонной стенок либо воспринимается специальной горизонтальной балкой, либо передается через систему вертикальных ребер на верхнюю и нижнюю полки бункерной балки.

Напряжения в поясах балки от вертикальной и горизонтальной нагрузок суммируются. Напряжения в стенке балки от работы на вертикальную нагрузку суммируются с напряжениями стенки, работающей как обшивка. При расчете общей балки многоячейковых бункеров вертикальные нагрузки принимаются от двух бункеров, а при расчете на горизонтальные нагрузки один бункер полагают пустым. Расстановку и расчет ребер жесткости бункерных балок производят в соответствии с действующими нормами проектирования стальных конструкций. Опорные ребра рассчитывают на сжатие опорной реакцией балки, промежуточные — на изгиб от горизонтального давления засыпки $np^н$.

Если устойчивость стенки бункерной балки не обеспечена ограниченным числом ребер жесткости, в расчетное сечение на изгиб следует вводить только примыкающие к полкам участки стенки высотой $15\delta\sqrt{210/R}$ (R — в МПа). В этом случае балка уподобляется ферме (рис. 23.15, *д*), сжатыми стойками которой являются вертикальные ребра, а роль растянутых раскосов выполняет гибкая стенка.

23.3.4. Гибкие стенки

При расчете стенок гибких (параболических) бункеров принимается допущение, что они подобно гибким нитям работают только на растяжение. В этом случае максимальные усилия в стенке бункера T, возникающие в месте ее подвеса к продольным бункерным балкам, определяются через вертикальную V и горизонтальную H опорные реакции оболочки (см. рис. 23.7) на единицу длины оболочки:

$$V = \frac{5}{16}\gamma f b; \quad H = \frac{5}{48}\gamma b^2. \qquad (23.33)$$

В гибких бункерах с жесткими разгрузочными воронками (см. рис. 23.10) при расчете стенок необходимо дополнительно учитывать действие изгибающих моментов, возникающих в месте сопряжения стенки с жесткой воронкой и продольными несущими балками. В процессе загружения бункера в указанных местах возможно образование пластических деформаций, поэтому расчет стенок такого бункера сводится к проверке их на приспособляемость, т. е. к определению условий, при которых исключается воз-

можность появления в них переменной пластичности Приближенно проверка может быть произведена по условию (рис. 23.16)

$$y' \leqslant y'_{ш}, \qquad (23.34)$$

где y', $y'_{ш}$ — угол поворота условного пластического шарнира в опорном сечении стенки соответственно от действующей нагрузки и от момента ($M_{ш} = \sigma_{т}\frac{\delta^2}{4}$) на единицу длины стенки:

$$y' = -\frac{M_{ш}\, l}{2uD}\, thu + \frac{ql^2}{16u^2 D}\left(\frac{1}{u^2} - \frac{2}{u}\,\mathrm{cth}\, 2u + \frac{4}{3}\right); \qquad (23.35)$$

$$y'_{ш} = \frac{M_{ш}\, l}{2D}; \quad u^2 = \frac{Tl^2}{4D}; \quad D = \frac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)}.$$

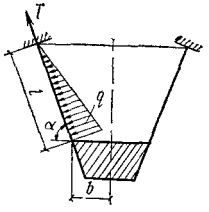


Рис. 23.16. Расчетная схема стенки гибкого бункера с жесткими разгрузочными воронками. Воронка заштрихована

Подбор сечения гибкой стенки при заданных параметрах бункера и характеристике сыпучего материала может быть произведен по табл. 23.5. Промежуточные значения отношения l/δ определяются линейной интерполяцией.

23.3.5. Цилиндрические и конические стенки

Цилиндрические стенки бункеров и силосов (см. рис. 23.1) рассчитывают на воздействие растягивающих кольцевых усилий:

$$N_x^{ц} = np^{н}\frac{D_c}{2m}. \qquad (23.36)$$

где $p^{н}$ — нормальное давление на стенку бункера или силоса; n — коэффициент перегрузки, равный 1,3; m — коэффициент условий работы, равный 0,8.

При расчете стенок силосов значения усилий $N_x^{ц}$, определенных по формуле (23 36) для нижней зоны на протяжении $^2/_3$ высоты, умножают на коэффициент $a=2$, учитывающий дополнительные (местные) давления сыпучего материала, возникающие при разгрузке силосов, при охлаждении стен силосов, а также при работе пневматических систем выпуска и при обрушении сыпучих материалов внутри силосов.

При проектировании силосов определяют также вертикальное сжимающее усилие в цилиндрической части, вызываемое трением сыпучего материала о стенки силоса:

$$N_y^{ц} = np(\gamma y - q^{н}), \qquad (23.37)$$

где обозначения те же, что и в формулах п. 23.2.

При расчете стенок угольных силосов коэффициенты a и m принимаются равными 1.

При определении вертикальных усилий в стенках силосов учитываются также нагрузки от их собственной массы, снега, ветра, оборудования, а также временные нагрузки на перекрытии

Конические стенки бункеров и силосов рассчитывают на воздействие горизонтального осевого растяжения:

$$N_г = anp_{\alpha}^{н} D_в/2m \sin\alpha, \qquad (23.38)$$

а также на растягивающее усилие N_0, действующее по направлению образующей в кольцевом сечении:

$$N_0 = \frac{an}{m}\,\frac{q^{н} D_в}{4\sin\alpha} + \frac{nP_н}{\pi D_в \sin\alpha}, \qquad (23.39)$$

где $p_{\alpha}^{н}$ — основное нормативное давление, действующее перпендикулярно поверхности воронки по формуле (23.6); $q^{н}$ — основное нормативное вертикальное давление сыпучего материала по формуле (23.4); $P_в$ — вес части воронки и сыпучего материала, расположенные ниже плоскости рассматриваемого сечения; $D_в$ — диаметр воронки в рассматриваемом горизонтальном сечении, α —

Таблица 23 5. **Значения l/δ стенки гибкого бункера с жесткими разгрузочными воронками**

Нагрузка, g, кН/м²	При T, кН/м, равном																	
	300			400			500			600			700			800		
	При T_0, кН/м, равном																	
	50	100	150	50	100	150	50	100	150	50	100	150	50	100	150	50	100	150
20	728	1062	1526	704	974	1286	692	922	1185	678	895	1108	664	870	1050	652	843	1000
30	511	688	970	493	647	825	483	616	758	473	594	720	467	581	700	462	568	674
40	419	551	752	403	512	642	391	482	593	389	472	563	381	462	542	379	450	529
50	358	457	619	347	426	528	337	408	486	335	397	466	328	387	449	326	378	437
60	319	398	537	309	367	458	305	356	427	298	347	408	294	337	388	289	328	377
70	294	356	467	285	337	409	277	315	378	271	309	357	268	305	346	266	299	335
80	272	327	410	264	308	359	258	297	334	254	288	323	250	278	309	247	274	303
90	258	307	379	248	284	332	241	268	310	236	263	293	233	259	284	231	253	275
100	241	283	348	233	266	307	228	252	283	224	247	274	221	241	266	219	237	258
110	231	265	323	224	250	286	217	238	265	213	231	255	211	227	248	209	224	241
120	222	253	305	213	235	272	207	227	253	204	221	241	203	217	233	202	214	229

Примечания 1. Значения отношений l/δ определены для случая $\sigma_т = 380$ МПа

2. T_0 — растягивающее усилие в стенке бункера при заполнении только разгрузочной воронки.

угол наклона образующей воронки к горизонту; n, m — см. формулу (23.36); $a=1$; 1,25 и 2 для силосов соответственно для зерна и продуктов комбикормовой промышленности, для муки и отрубей, для остальных сыпучих материалов.

Проверку устойчивости гладких цилиндрических стенок от воздействия собственной массы конструкций, оборудования, временных нагрузок на перекрытии и ветровой нагрузки производят в предположении отсутствия сыпучего материала по указаниям п. 7.5 СНиП II-В.3-72.

Кроме того, необходимо проверить устойчивость цилиндрических стенок от воздействия сжимающего усилия $N_y^ц$, определенного по формуле (23.37), и от всех вертикальных нагрузок, перечисленных в первой проверке, с учетом поддерживающего влияния внутреннего давления $p^н$, определяемого по формуле (23.2) или (23.4). При этом критические напряжения σ_{01} по п. 7.5 СНиП II-В.3-72 увеличиваются на $\Delta\sigma_{01}$, определяемые по формулам:

$$\left.\begin{aligned} \Delta\sigma_{01} &= 0,19\,\frac{p^н D_c}{2\delta} \text{ при } \frac{p^н}{E} \times \\ &\times \left(\frac{D_c}{2\delta}\right)^2 < 1,2; \\ \Delta\sigma_{01} &= 0,229E\frac{2\delta}{D_c} \text{ при } \frac{p^н}{E} \times \\ &\times \left(\frac{D_c}{2\delta}\right)^2 \geqslant 1,2. \end{aligned}\right\} \quad (23.40)$$

При проверке устойчивости коэффициент условий работы m_y принимается по данным специальных указаний и инструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Алферов К. В.** Бункера, затворы, питатели. М., Машгиз, 1946.
2. **Блейх Ф.** Теория и расчет железных мостов М., Гостранснздат, 1931.
3. **Блейх Ф.** Стальные сооружения. Том I. М., Госстройиздат, 1938.
4. **Лессиг Е. Н., Лилеев А. Ф., Соколов А. Г.** Листовые металлические конструкции. М., Стройиздат, 1970.
5. **Любаров Б. И.** О расчете воронок стальных бункеров с учетом пластических деформаций. — В сб.: Проектирование металлических конструкций, серия VII, вып. 6(38)/ЦИНИС, 1972.
6. **Плишкин Ю. С.** Параболические бункера с жесткими разгрузочными воронками. В сб.: Проектирование металлических конструкций, серия VII, вып. 9(17)/ЦИНИС, 1969.
7. **Плишкин Ю. С., Любаров Б. И.** О работе прямоугольных пластинок в упругопластической стадии при циклических загружениях. — В сб.: Проектирование металлических конструкций, серия VII, вып. 7(27)/ЦИНИС, 1970.
8. Совершенствование конструктивных решений бункеров горно-обогатительных предприятий черной и цветной металлургии. Вып. 469-1-68/ /ЦНИИпромзданий, 1968.
9. Совершенствование конструктивных решений бункеров горно-обогатительных предприятий цветной металлургии. Вып. 3614, ЛО/ЦНИИ-ПСК, 1970.
10. **Солодарь М. Б.** Решения жестких бункеров большой длины должны быть упорядочены.— Промышленное строительство, 1960, № 11.
11. Указания по проектированию силосов для сыпучих материалов (СН 302-65). М., Стройиздат, 1965.
12. **Ягофаров Х.** Способы определения очертаний стенок гибкого бункера. — Строительная механика и расчет сооружений, 1973, № 6.

ГЛАВА 24. НАДЗЕМНЫЕ ТРУБОПРОВОДЫ

24.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

24.1.1. Основные положения

Трубопроводы промышленных предприятий предназначены для транспортирования различных газов, жидкостей, пылевидных, сыпучих и разжиженных масс. Диаметры этих трубопроводов различны и достигают 3500 мм и более. Трубопроводы диаметром менее 600 мм по условиям изготовления не входят в поставку заводов металлоконструкций.

На заводских территориях промышленные трубопроводы прокладывают надземно, что экономичнее, удобнее при эксплуатации и ремонте, дает возможность прокладывать дополнительные трубопроводы без существенных реконструкций и т. п. К недостаткам надземной прокладки следует отнести загромождение территории и необходимость установки поддерживающих конструкций.

По промышленным трубопроводам в основном транспортируются воздух и газы с избыточным внутренним давлением 10—500 КПа. Химический состав некоторых из них приведен в табл. 24.1.

Газы содержат мельчайшие частицы пыли, оказывающие абразивное воздействие на стенки трубопроводов и создающие дополнительную нагрузку. Количество пыли различно и зависит от типа аппаратов очистки, степени очистки и расположения трубопровода в общей технологической схеме, давления газа. Содержание пыли, например в доменном газе, показано в табл. 24.2.

Для ряда газовоздухопроводов характерно более высокое внутреннее давление газа (400—500 КПа). Это, в частности, относится к нисходящим газопроводам грязного газа доменной печи, газопроводу между пылеуловителем и газоочисткой, воздухопроводам горячего и холодного дутья, некоторым газопроводам установок газоочистки и др.

Во время эксплуатации в трубопроводах могут происходить процессы, зачастую связанные с нарушением правил эксплуатации, приводящие к появлению дополнительных нагрузок: выпадению конденсата, скоплению отложений пыли, образованию вакуума и т. п.

Многие промышленные трубопроводы в зависимости от их назначения, наличия и типа футеровки имеют повышенную температуру стенки, доходящую до 100—150°С, а в некоторых случаях до 200° С.

При проектировании промышленных трубопроводов в связи с особыми условиями их эксплуатации необходимо учитывать: 1) возможность образования загазованной зоны (из-за неплотностей конструкций),

Таблица 24.1 **Химический состав газов**

Газ	Состав, % (по объему)						
	CO_2	O_2	CO	H_2	CH_4	N_2	C_mH_n
Доменный	12,2	—	28	2,2	0,1	57,5	—
Коксовый	3	0,6	5	60	26	3	2,4
Конвертерный	15	0,9	7,5	1	—	8,1	—
Ферросплавный	5	0,8	8,4	4	0,6	5,6	—
Богатый	0,7	1,3	12	10	58	14	—

представляющей опасность особенно при прокладке газопроводов внутри помещений; 2) корродирующее воздействие наружной и внутренней среды, особенно при наличии в ней серы и других агрессивных примесей; 3) абразивное воздействие потока взвешенных в газе твердых частиц; 4) влияние на сооружение температурного режима (технологического и атмосферного).

Таблица 24.2. **Содержание колошниковой пыли в газе**

Избыточное давление газа под колошником, КПа	Содержание пыли в 1 м³, г, при выходе	
	из доменной печи	к потребителю после очистки
70	50	0,01
250	15—16	0,004—0,005

Трубопроводы совместно с опорами, оборудованием, устройствами для его обслуживания, лестницами, площадками и т. д. составляют так называемую трубопроводную систему.

Применяемые в строительстве трубопроводные системы в целом можно разделить на две группы: а) системы, состоящие из большого числа трубопроводов малых диаметров, которые для прокладки требуют устройства специальных пролетных строений — система эстакадной прокладки; б) системы, имеющие в своем составе трубопроводы больших диаметров, жесткость которых используется при работе на изгиб — система балочной прокладки.

При эстакадной прокладке система трубопроводов укладывается на специальные несущие пролетные строения. Строительные конструкции здесь имеют вид достаточно простых инженерных сооружений — эстакад (рис. 24.1). Такие системы широко распространены на предприятиях химической, энергетической, нефтяной и других отраслей промышленности.

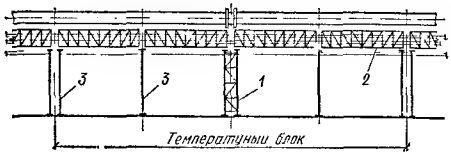


Рис. 24.1. Схема трубопроводной системы эстакадной прокладки

1 — неподвижная опора системы; *2* — пролетные строения; *3* — промежуточные опоры

Балочная прокладка значительно более экономична, так как трубопровод большого диаметра одновременно используется при работе на изгиб между опорами как несущая конструкция, на которую опираются все остальные сопутствующие трубопроводы (рис. 24.2). Такой трубопровод обычно называют ведущим.

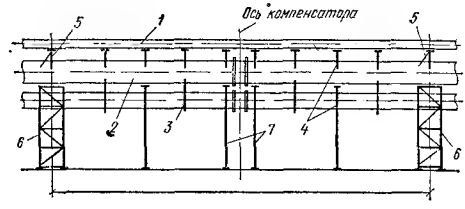


Рис. 24.2. Схема трубопроводной системы балочной прокладки

1 — сопутствующие трубопроводы; *2* — трубопровод верхнего яруса; *3* — подвеска; *4* — плоские опоры; *5* — неподвижная опора верхнего яруса; *6* — неподвижная опора системы; *7* — опоры у компенсаторов

24.1.2. Компоновка трубопроводных систем

Трубопроводные системы компонуются в соответствии с генеральным планом данного предприятия на основе ряда требований: 1) протяженность трубопроводных систем должна быть минимальной; 2) все трубопроводы, включая теплосиловые, а также прочие сети целесообразно прокладывать по заводу единым коридором; 3) выбранный план трассы должен обеспечивать возможность ее дальнейшего расширения; 4) габариты конструкций трубопроводных систем и места установки опор должны быть увязаны с планировкой железнодорожных путей, автомобильных дорог и других сооружений с учетом перспективы их развития, а также с подземным хозяйством; 5) реконструкция и расширение систем не должны нарушать нормальную работу действующих агрегатов.

Опоры трубопроводных систем обеспечивают устойчивость и неизменяемость всей схемы. В зависимости от места расположения, конструктивного и статического решения схемы, числа опираемых трубопроводов и т. п. могут применяться опоры различных типов. В табл. 24.3 дана классификация применяемых опор, условно предполагающая учет лишь основных линейных связей, накладываемых опорой на трубопровод — одной в вертикальной и двух в горизонтальной плоскостях. На рис. 24.3

Таблица 24.3. Классификация опор трубопроводов

Классифицируемый признак				Характер работы
число накладываемых связей	схема	по конструктивному решению	по расположению в системе	
1		а) Маятниковые б) Подвесные	Промежуточные	Опора воспринимает только вертикальную нагрузку, допуская перемещения трубопроводов в горизонтальной плоскости
2	а) б)	Плоские	»	При статической схеме по типу *а* опора воспринимает вертикальную и горизонтальную нагрузки только в своей плоскости, допуская перемещение трубопровода вдоль оси трассы. При статической схеме по типу *б* опора дополнительно воспринимает усилия, возникающие из-за изгиба опоры в направлении оси трассы
3		Пространственные	Концевые	Опора воспринимает вертикальную нагрузку и все нагрузки в горизонтальной плоскости. Перемещений трубопровода не допускает
3 с ограниченной реакцией		То же	Промежуточные	Опора воспринимает вертикальную нагрузку и все нагрузки в горизонтальной плоскости с учетом возможного скольжения

показаны условные схемы опор, соответствующие этой классификации. Действительное число связей больше и показано в разд. 3.

Возможность балочной прокладки определяется следующими условиями: а) в поперечном сечении трассы имеется труба, способная самостоятельно воспринимать усилия в пролете между опорами, установленными с учетом генерального плана площадки; б) сопутствующие трубы расположены таким образом, чтобы возможно было их прикрепление к ведущей трубе.

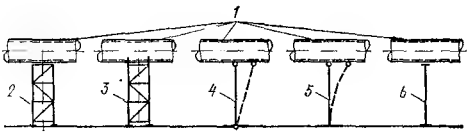


Рис. 24.3. Условные схемы опор

1 — трубопровод; *2* — трехсвязная опора с ограниченной реакцией; *3* — трехсвязная неподвижная опора; *4* — двухсвязная плоская опора; *5* — двухсвязная защемленная опора; *6* — двухсвязная опора с ограниченной реакцией

Одной из главных задач рационального конструктивного решения трубопроводной системы при балочной прокладке является выбор конфигурации трассы в плане и пространстве: а) прокладываемая трасса должна иметь наименьшую длину; б) напряжения в трубопроводе и усилия, передаваемые на опоры от температурных перемещений, должны быть минимальными.

В рационально запроектированной системе усилия, передаваемые трубопроводом на оборудование, не должны превосходить значений, определяемых его техническими данными, а усилия, передаваемые на фундаменты опоры, — значений, дающих возможность выполнения рациональных фундаментов.

Таблица 24.4 **Максимальные расстояния L, м, между неподвижными опорами на прямолинейных участках при $\Delta t=100°$ С и $n=1$ (тип и размеры компенсаторов см. в разделе 2)**

Толщина стенки волны компенсатора, мм	Диаметр труб, м														
	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,2	2,4	2,6	2,8	3	3,2	3,5
4	34	32	32	46	45	44	44	42	42	42	42	40	40	40	40
5	26	26	25	36	36	35	34	34	34	33	33	32	32	32	32
6	22	21	21	31	30	29	29	29	28	28	28	27	27	27	27

Все воздействия, создающие нагрузки на примыкающее оборудование и фундаменты опор, можно разделить на внешние (технологические нагрузки, атмосферные нагрузки и т. п.) и внутренние, связанные с температурным удлинением трубопроводов.

Рационально сконструированные и расставленные опоры воспринимают напряжения и усилия, вызванные внешними воздействиями. Усилия же, вызванные действием температуры, кроме того, зависят от жесткости всей системы и уменьшаются при ее снижении, что может быть достигнуто: 1) созданием плоских и пространственных изломов трассы, обеспечивающих деформативность участков (самокомпенсирующая система); 2) установкой компенсаторов, поглощающих температурные перемещения систем.

Компенсаторы рекомендуется устанавливать: 1) когда по условиям генерального плана невозможно создать систему достаточно малой жесткости; 2) когда расчет системы на самокомпенсацию показал наличие чрезмерно больших усилий на опоры и напряжений в трубопроводе; 3) если применение системы с компенсаторами экономически эффективно и при этом не возникают значительные неуравновешенные усилия от внутреннего давления; 4) при реконструкции или изменении схемы действующих систем.

Компоновочную схему трассы выбирают исходя из следующих положений: 1) места изменения направлений трассы рационально использовать для самокомпенсации; 2) прямолинейные участки разбиваются неподвижными опорами на температурные блоки, длина которых L определяется исходя из компенсирующей способности установленных компенсаторов, принимаемых по табл. 24.4. с учетом количества волн n. Условный перепад температур здесь принят $\Delta t=100°$ С. При ином перепаде температур $\Delta t'$ максимальные расстояния между концевыми опорами определяются умножением данных таблицы на коэффициент

$$k=\frac{\Delta t'}{\Delta t}.$$

Длину температурного блока определяют по формуле $L=lkn$; 3) внутри температурного блока устанавливают промежуточные опоры, расстояние между которыми определяется несущей способностью ведущего трубопровода, типом опор и их способностью воспринять температурные перемещения. На рис. 24.4. приведены примеры компоновочных схем различных трасс.

В зависимости от компоновки поперечного сечения трубопроводных систем могут выбираться различные варианты их построения. На рис. 24.5 показаны поперечные сечения характерных типов, к которым могут быть сведены встречающиеся в практике поперечные сечения трубопроводных систем. Возможны следующие конструктивные схемы для каждого из этих типов.

Тип I. При благоприятных условиях генерального плана система решается способом балочной прокладки с установкой

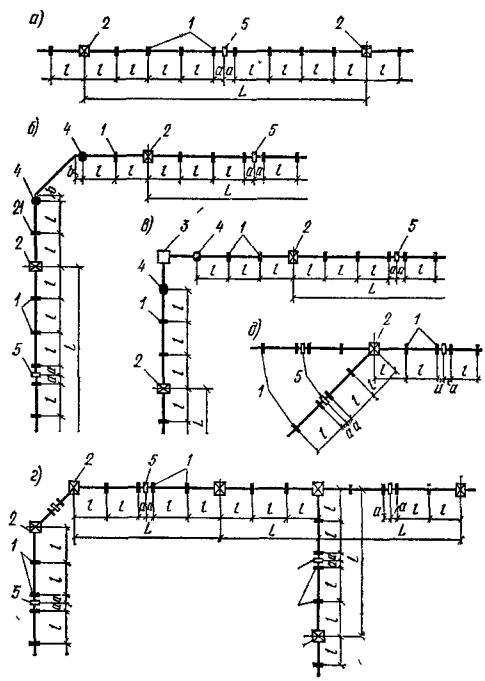


Рис. 24.4. Примеры компоновок схем (а—д)

1 — плоская опора; *2* — неподвижная опора; *3* — скользящая пространственная опора; *4* — маятниковая опора; *5* — компенсатор

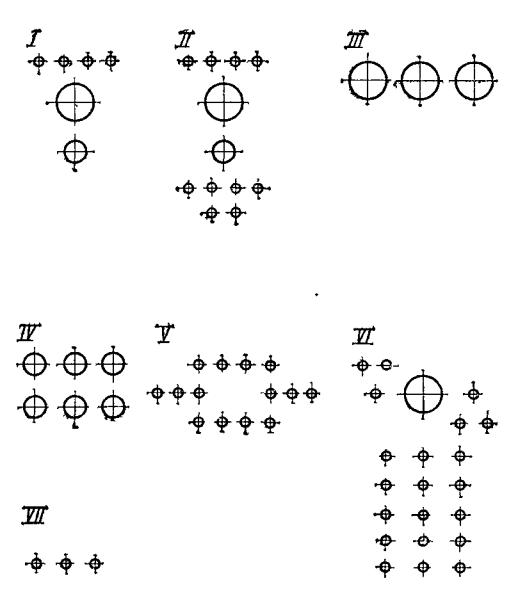


Рис. 24.5. Условные типы поперечных сечений трубопроводных систем

компенсаторов на прямолинейных участках (рис. 24 6). Компенсаторы располагаются, как правило, между двумя промежуточными плоскими опорами, расположенными в непосредственной близости от компенсатора. Допускается установка компенсатора по оси пространственной опоры, при этом опирание трубопровода на одну ветвь должно быть неподвижным, а на другую—подвижным. Расстояние между промежуточными опорами определяется несущей способностью ведущего трубопровода. Если этот пролет оказывается недопустимым для второй трубы, то применяют дополнительные подвески Верхний ряд технологических трубопроводов опирается на систему кронштейнов, закрепленную к ведущему трубопроводу.

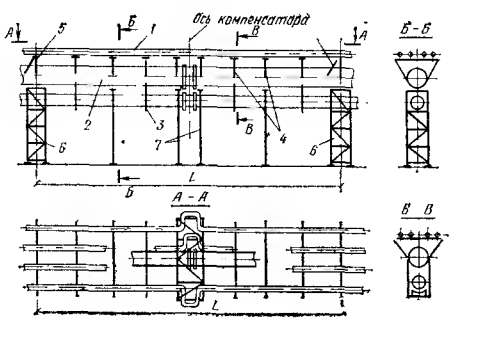


Рис. 24.6. Конструктивная схема системы при поперечном сечении, тип I

1 — сопутствующие трубопроводы, *2* — трубопровод верхнего яруса (ведущий); *3* — трубопровод нижнего яруса; *4* — плоские опоры сопутствующих трубопроводов, *5* — неподвижная опора сопутствующих трубопроводов, *6* — неподвижная опора системы; *7* — промежуточные опоры системы

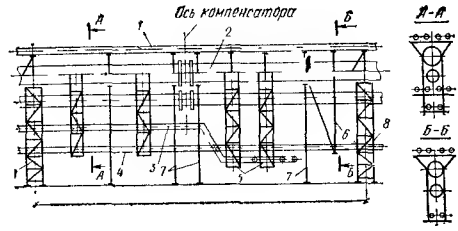


Рис. 24.7. Конструктивная схема системы при поперечном сечении, тип II

1, 3, 4 — трубопроводы теплосилового хозяйства; *2* — трубопровод верхнего яруса (ведущий); *5* — подвеска в виде рамы, *6* — неподвижная плоская подвеска; *7* — промежуточная опора, *8* — неподвижная опора системы

Опирания труб на кронштейны бывают подвижными (скользящими или на катках) и неподвижными.

Тип II. Система решается так же, как и для типа I, по балочной схеме с устройством дополнительных опор для трубопроводов нижнего яруса. Эти опоры выполняют в виде плоских качающихся рам при одном ярусе труб и пространственных или плоских закрепленных рам при числе ярусов более одного (рис. 24.7). Чтобы избежать одностороннего перегруза рам, их вертикальные элементы выполняют жесткими

Тип III. Здесь следует различать два случая: все трубы эксплуатируются только одновременно и имеют одинаковый температурный режим; трубы могут эксплуатироваться не одновременно или имеют разные температурные режимы. В первом случае система решается аналогично попереч-

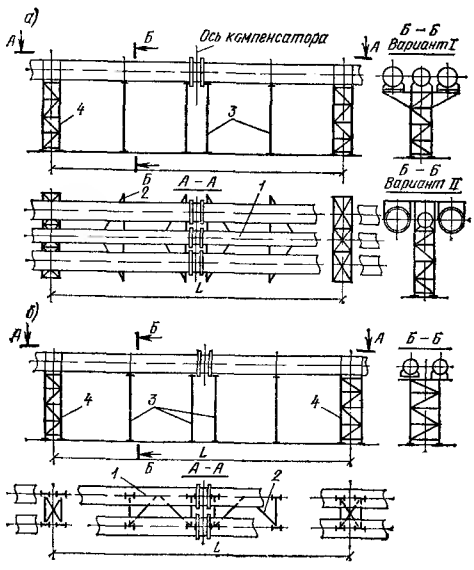


Рис. 24.8. Конструктивные схемы систем при поперечном сечении, тип III

а — при осевом расположении «ведущей» трубы, *б* — при боковом расположении, *1* — трубопровод-распорка, *2* — подкос, *3* — промежуточная опора; *4* — неподвижная опора

ному сечению типа I. Во втором случае такое решение может привести к перекосам, закручивающим промежуточные опоры. Чтобы избежать этого, рекомендуются: 1) постановка по всей трассе пространственных опор с подвижным опиранием труб. Такая схема в связи со значительными горизонтальными нагрузками от трения приводит к утяжелению опор и фундаментов; 2) использование одной трубы для закрепления ее к промежуточным плоским опорам. Остальные трубы подвешиваются к специальной надстройке (рис. 24.8) либо опираются через подвижные опорные части.

При прокладке двух труб можно принять схему по рис. 24.8, *б*. Одна труба используется для закрепления ветвей опор, вторая труба опирается подвижно.

Тип IV. Отличается от типа III наличием второго яруса труб большого диаметра. Эксплуатация системы с одинаковыми температурными режимами всех труб встречается редко. Поэтому по всей трассе целесообразно применять пространственные опоры с подвижным опиранием труб. Возможно решение, аналогичное принятому для типа III, с подвесками.

Тип V. Поперечное сечение с большим числом труб небольшого диаметра предполагает применение эстакадной прокладки с устройством специальных пролетных строений и подвижным опиранием труб.

Тип VI. Конструктивная сложность закрепления всех сопутствующих трубопроводов к основной трубе вызывает необходимость устройства пролетных строений с расположением трубопровода большого диаметра поверху.

Тип VII. Небольшие диаметры трубопроводов предполагают устройство облегченных пролетных строений, основным назначением которых является ограничение прогибов для создания непрерывного одностороннего уклона.

Технологические сопутствующие трубопроводы создают значительные усилия, величина которых при расчете несущих труб и опор рассматривается как нагрузка и зависит от взаимного расположения опор системы, а также опор сопутствующих труб и их компенсаторов. Поэтому, рационально располагая эти конструкции, можно в достаточно широком диапазоне изменять величину нагрузок на опоры. Возможны три случая взаимного расположения неподвижных опор и компенсаторов сопутствующих и ведущего трубопроводов (рис. 24.9): а) участок трассы сопутствующих трубопроводов, ограниченный двумя неподвижными опорами с компенсатором между ними, расположен между неподвижной опорой и компенсатором основного трубопровода (рис. 24.9, *а*). В этом случае усилия на опоры не возникают, а горизонтальные реакции технологических трубопроводов создают лишь внутренние усилия в ведущей трубе как в распорке; б) участок трассы сопутствующих трубопроводов, ограниченный двумя неподвижными опорами с компенсатором между ними, расположен симметрично по обе стороны компенсатора ведущего трубопровода (рис. 24.9, *б*). При

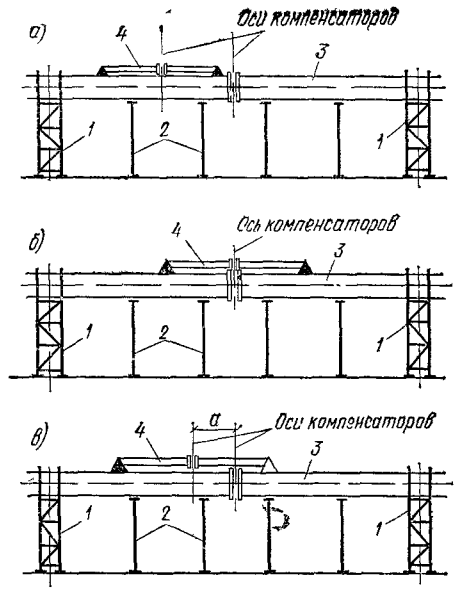


Рис. 24.9. Схемы расположения сопутствующих трубопроводов

1 — неподвижная опора; *2* — плоская промежуточная опора; *3* — трубопровод; *4* — сопутствующие трубопроводы

этом оси компенсаторов совпадают. В этом случае неуравновешенные усилия трения не возникают. На неподвижные опоры передается лишь распор компенсатора; в) участок трассы сопутствующих трубопроводов, ограниченный неподвижными опорами с компенсатором, смещенным относительно компенсатора ведущей трубы (рис. 24.9, *в*). В этом случае на неподвижные опоры передаются усилия от распора компенсатора сопутствующих трубопроводов и неуравновешенные усилия трения с участка *а*.

24.1.3. Материал конструкций и соединений. Футеровка, антикоррозийная защита

Трубопроводы, как правило, изготовляют из малоуглеродистой стали по ГОСТ 380—71*. Для трубопроводов с внутренним давлением до 100 КПа следует применять сталь марки Вст3пс6, а для трубопроводов с давлением более 100 КПа — сталь марки Вст3сп5 или Вст3Гпс5.

Сталь повышенной прочности (09Г2, 14Г2, 14Г2АФ, 15Г2АФДпс и др.) следует применять при экономическом обосновании, а также для трубопроводов, работающих в корродирующей среде по рекомендации специализированных организаций.

Материал конструкций опор трубопроводов выбирают в соответствии с действующими техническими правилами по экономному расходованию основных строительных материалов и другими инструктивными документами. Металлические опоры трубопроводов в части выбора материала кон-

струкции следует относить к группе IV приложения I СНиП II-В.3-72 (см. гл. 1 Справочника).

Опоры трубопроводов высотой более 15 м, а также опоры любой высоты, поддерживающие трубопроводы с общей нагрузкой более 50 кН на 1 м длины, рекомендуется относить к группе II упомянутого приложения.

Для систем связей, элементов обслуживающих площадок и лестниц применяется материал, оговоренный для конструкций группы VI.

В некоторых случаях трубопроводы в зависимости от условий и режимов эксплуатации футеруются изнутри. Футеровка защищает металл трубопровода от внутренних температурных и химических воздействий, истирания пылью, а также предотвращает потери тепла.

Футеровку выполняют из шамотного кирпича, а в последнее время торкретированием внутренней поверхности жароупорным бетоном. На наклонных участках и в углах поворотов для удержания шамотных кирпичей от выпадания предусматриваются лишь внутренние кольцевые ребра жесткости. Расстояние между ребрами должно быть кратным размерам кирпича; определяется оно по формуле $l=n(230+2)+10+\Delta$ и должно быть не более 1650 мм (где n — число рядов кирпича длиной 230 мм; 2 мм — толщина шва между кирпичами; 10 мм — толщина ребра; $\Delta=10...15$ мм — зазор).

При торкретировании внутренней поверхности ребра не устанавливаются, а принимаются конструктивные меры для удержания торкрета на поверхности металла — приварка штырей, сетки и т. п.

Для футеровочных листов (брони), устанавливаемых на углах поворотов газопроводов грязных доменного и других запыленных газов, во избежание их быстрого истирания следует применять марганцовистую сталь марок 30Г2, 40Г2 по ГОСТ 4543—71.

Для вальцованной брони листы должны предварительно подвергаться термической обработке. Допускается применение литой брони большей толщины, изготовляемой по специальным техническим условиям, а также брони из стали ВСт4 по ГОСТ 380—71*.

Конструкции трубопроводов соединяют сваркой. Сварные швы должны обеспечивать прочность и плотность соединения. Материалы для сварки, а также тип болтов назначается в соответствии с указаниями СНиП II-В.3-72.

Антикоррозийная защита трубопроводов выполняется по рекомендациям специализированных организаций, а также в соответствии с действующими инструктивными указаниями.

Для трубопроводов с температурой стенки до 60° С, транспортирующих воздух или неагрессивные газы, могут быть применены варианты покрытий по табл. 24.5.

24.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

24.2.1. Трубопроводы

Трубопроводы в зависимости от требуемых диаметров и толщин стенок могут быть выполнены как из готовых (катаных или сварных) труб заводского изготовления, так и из труб, свальцованных из отдельных обечаек.

Минимальная рекомендуемая толщина стенки газопроводов 5 мм, вентиляционных воздухопроводов 3 мм. При надежной защите от коррозии толщина стенки газопроводов может быть уменьшена до 4 мм. Газовоздухопроводы диаметром до 1420 мм включительно, как правило, должны изго-

Таблица 24.5. **Варианты антикоррозийных покрытий**

Поверхности трубопроводов	Антикоррозийная защита				
	вариант	грунт		покрытие	
		марка	число слоев	марка	число слоев
Внутренние	1	ФЛ-03К	1	—	—
	2	Железный сурик на олифе	1	—	—
	3	ГФ-020	1	—	—
Наружные	1	ФЛ-03К	2	ПФ-115	3
	2	ГФ-020	2	ПФ-115	3
	3	Железный сурик на олифе	2	АЛ-177	2
	4	ПФ-170	1	ПФ-170 с добавкой (10—15%) алюминиевой пудры	2

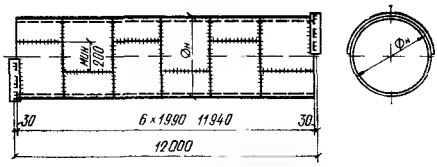


Рис. 24.10. Монтажная марка трубопроводов

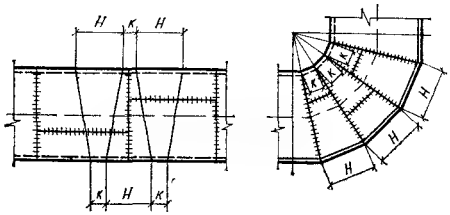


Рис. 24.11. Раскрой угловых элементов труб

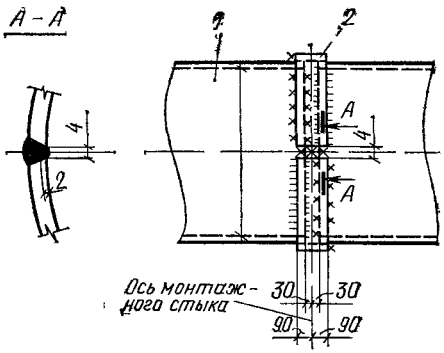


Рис. 24.12. Монтажный стык трубопровода
1 — трубопровод, *2* — полубандаж

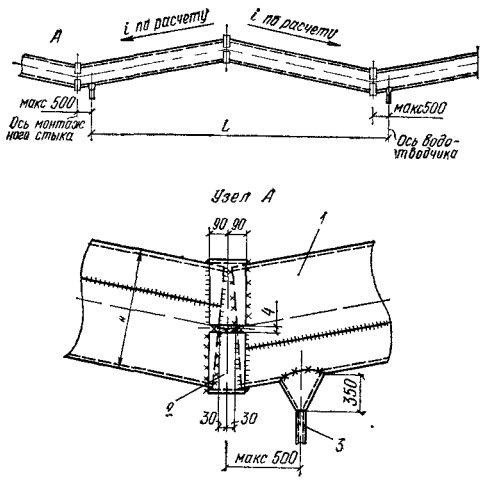


Рис. 24.13. Схема установки водоотводчиков

1 — трубопровод, *2* — бандаж, *3* — воронка водоотводчика

товляться из цельносварных труб необходимой толщины, получаемых с трубосварочных заводов.

Царги труб диаметром 630—820 мм на заводах металлоконструкций рекомендуется изготовлять из одного листа длиной 6000 мм с одним продольным швом, а царги труб диаметром 2020—3500 мм—из двух листов с двумя продольными швами (рис 24 10). Обечайки криволинейных частей трубопроводов вырезают из цельносварной или из ранее свальцованной и сваренной трубы (рис. 24.11) вне зависимости от расположения ее швов. Стыковые швы труб должны выполняться с полным проваром, равнопрочными основному металлу и обеспечивающими плотность соединений. Разделки кромок стыковых швов выполняются в соответствии с ГОСТ 9467—60. Максимальную длину отправочной марки трубопровода принимают исходя из условия габаритов транспортирования (как правило, длина не превышает 13,5 м).

Трубопроводы собирают с помощью полубандажей, заранее приваренных на заводе к концам отправочных марок (рис. 24.12). Такой способ позволяет контролировать и устранять неточности изготовления конструкций, разбивки опор и т. п. При устройстве стыков на криволинейных участках, при наличии патрубков и в других случаях, требующих пространственной рихтовки участков газовоздухопровода, верхний полубандаж следует приваривать только на монтаже к обеим отправочным маркам. Бандажи приваривают угловыми швами снаружи и изнутри. Толщину бандажа и высоту углового шва принимают равной толщине стенки трубы В трубах малого диаметра (до 800 мм) при расположении стыков в местах, в которых $M<0{,}5M_{макс}$, допускается при обеспечении необходимой прочности приваривать бандажи только снаружи. При этом толщина бандажа и высота углового шва должны приниматься равными 1,2 толщины стенки.

Монтажные стыки трубопроводов должны располагаться в местах наименьших усилий, возможно ближе к опорам и с учетом требований монтажа. В точках изменения направления при создании технологического уклона устраиваются монтажные стыки на бандажах (рис. 24.13). При наличии соответствующих грузоподъемных средств и сборочных стендов трубопроводы целесообразно укрупнять перед подъемом (по две отправочных марки длиной по 12 м) с помощью сварки встык.

Геометрические размеры сварных колен назначают исходя из минимальной ширины детали $k\geqslant200$ мм (см рис. 24.11) и обеспечения размещения бандажа на конце колена. Радиус кривизны сварного колена должен, как правило, приниматься не менее диаметра трубопровода. В трубопроводах диаметром менее 1220 мм для обеспечения ширины детали $k\geqslant200$ мм радиус изгиба оси принимают больше диаметра трубы. На рис. 24.14 показаны геометрические схемы сварных колен трубопроводов применительно к рекомендуемым радиусам изгиба их оси.

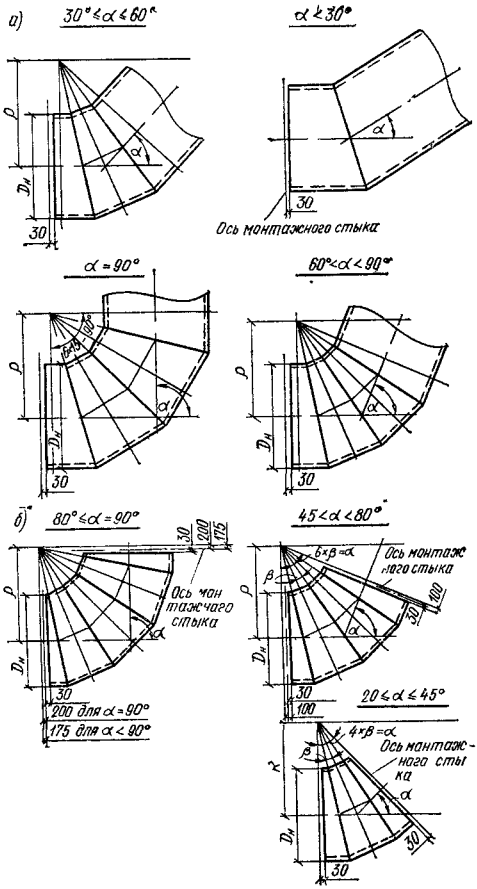


Рис. 24.14. Геометрические схемы сварных колен
а, б — при диаметре труб соответственно $D \leqslant 3220$ и $D > 3220$ мм

Если возможно образование конденсата, то газовоздухопроводы должны иметь уклон. Удаляется конденсат через водоотводчики (см рис. 24 13), расстояние между которыми, как и величина уклона, определяются в технологической части проекта.

Чтобы обеспечить неизменяемость контура поперечного кольцевого сечения трубопровода по его длине, над опорами и в местах приложения сосредоточенных нагрузок устанавливают кольцевые ребра жесткости (шпангоуты) Шпангоуты приваривают на заводе металлоконструкций сплош-

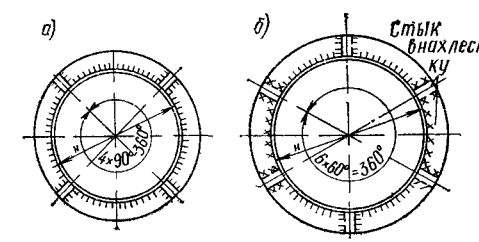


Рис. 24.15. Схема шпангоутов
а, б — при диаметре труб соответственно $D < 3020$ и $D = 3020 .. 3520$ мм

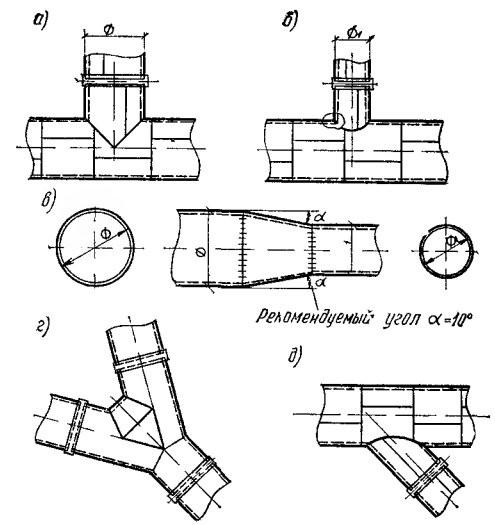


Рис. 24.16. Схемы пересечения и переходов трубопроводов
а — одинакового диаметра под прямым углом; *б* — разных диаметров под прямым углом, *в* — переход труб разных диаметров, *г* — тройник, *д* — примыкание под углом

ным угловым швом с обеих сторон (рис. 24 15). Трубопроводы с наружным диаметром более 3250 мм негабаритны для транспортирования по железной дороге и при диаметре до 3600 мм входят в негабаритность I степени.

Негабаритные трубопроводы диаметром более 3600 мм могут отправляться в виде рулонной заготовки с последующим разворотом ее на монтаже и заваркой продольного шва. Колена таких труб изготовляют по схеме рис 24 11 после разворота и сварки рулона. На заводе-изготовителе рулонную заготовку предварительно размечают кернением

На рис. 24.16 показаны наиболее употребительные решения пересечений и переходов трубопроводов.

24.2.2. Оборудование, лазы, заглушки

Трубопроводные системы снабжены различным технологическим оборудованием, предназначенным для измерения и регулирования параметров газовой среды: температуры, давления, влажности, а также для обеспечения надежной и безопасной эксплуатации. К оборудованию относятся задвижки, измерительные диафрагмы, дроссельные клапаны, трубы Вентури, компенсаторы и т. п.

За исключением дисковых компенсаторов, все виды оборудования изготовляются специальными механическими заводами по чертежам технологических организаций

Технологическое оборудование соединяется с газовоздухопроводами при помощи фланцев и бандажей (рис 24.17) или приваркой встык Фланцы должны привариваться к газовоздухопроводам двумя угло-

выми швами Согласно требованию нормативных документов, все виды запорной арматуры и оборудования, имеющие штуцера с фланцами для присоединения трубопроводов, должны поставляться с ответными фланцами Фланцы не входят в проект строительной части газовоздухопроводов

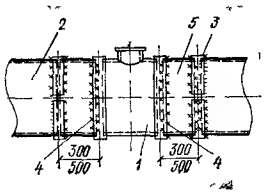


Рис. 24.17. Схема установки технологического оборудования

1 — оборудование, *2* — трубопровод, *3* — полубандаж; *4* — ответный фланец; *5* — патрубок

Исключение составляют плоские листовые фланцы для присоединения листовых заглушек. В местах установки оборудования, присоединяемого на фланцах, предусматриваются дополнительные монтажные стыки на бандажах на расстоянии 300—500 мм от фланца. Участки патрубков длиной 300—500 мм изготовляют на заводе металлоконструкций с незаваренным продольным швом. На монтаже незамкнутый патрубок вставляют во фланец, выверяют и приваривают к нему. После этого заваривают продольный шов патрубка и стык на полубандажах.

Измерительные диафрагмы, представляющие собой плоские диски, изготовляют по чертежам организаций, проектирующих средства КИП и автоматики. В ряде случаев они поставляются совместно с примыкающими отрезками трубопровода, длина которых *a* и *b* строго регламентируется этими организациями, исходя из расстояния от ближайшего поперечного сварного шва до диафрагмы (рис. 24.18).

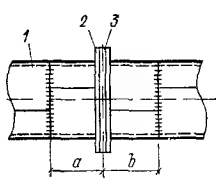


Рис. 24.18. Схема установки измерительной диафрагмы

1 — трубопровод; *2* — фланцы; *3* — измерительная диафрагма; *a* и *b* — ограничительные размеры

Заглушки предназначены для полного отсекания газа и могут быть постоянными и временными. Постоянные заглушки устанавливаются на концах труб, если известно, что присоединений не будет. Временные заглушки устанавливаются для отсекания участков газовоздухопроводов для их ревизии, пропарки, ремонта и испытания, а также в местах предполагаемого перспективного удлинения (рис. 24 19). Размеры временных заглушек и соединительных элемен-

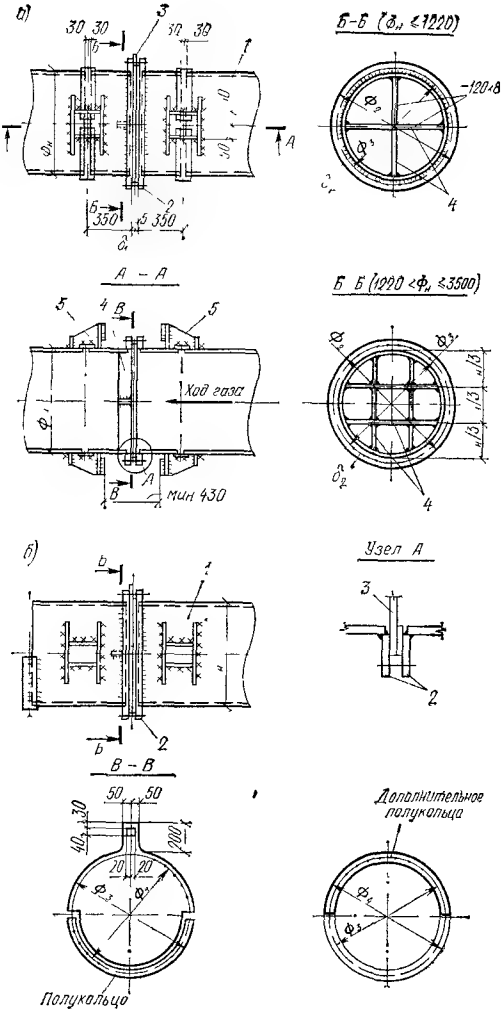


Рис. 24.19. Схема установки заглушек

а — промежуточная заглушка, *б* — концевая временная заглушка; *1* — трубопровод, *2* — фланцы, *3* — заглушка, *4* — ребра жесткости (к заглушке не приварены); *5* — ребра для разжимных домкратов

тов для трубопроводов с внутренним давлением до 20 КПа приведены в табл 24 6.

Чтобы сменить технологическое оборудование, на газовоздухопроводах устанавливают упоры для домкратов, с помощью которых газовоздухопровод разжимается (рис. 24.20).

Для обслуживания трубопроводов и осмотра их изнутри устанавливают литые или сварные лазы. Пример решения сварного лаза приведен на рис. 24.21.

24.2.3. Опоры трубопроводов

При разработке проекта опор трубопроводных систем материал конструкций выбирается в соответствии с действующими инструктивными документами.

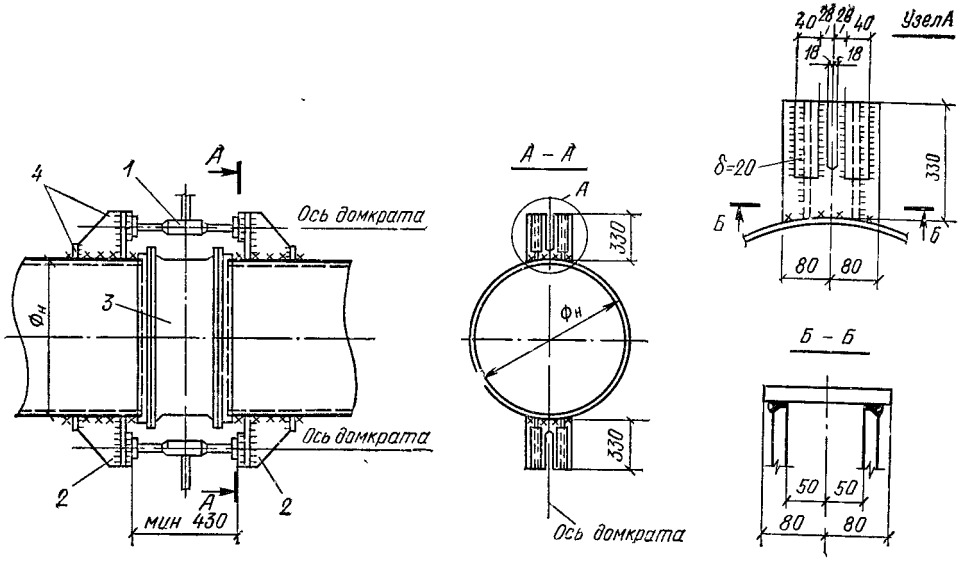


Рис. 24.20. Схема установки разжимных домкратов

1 — домкрат, *2* — упоры; *3* — оборудование; *4* — распределительные ребра

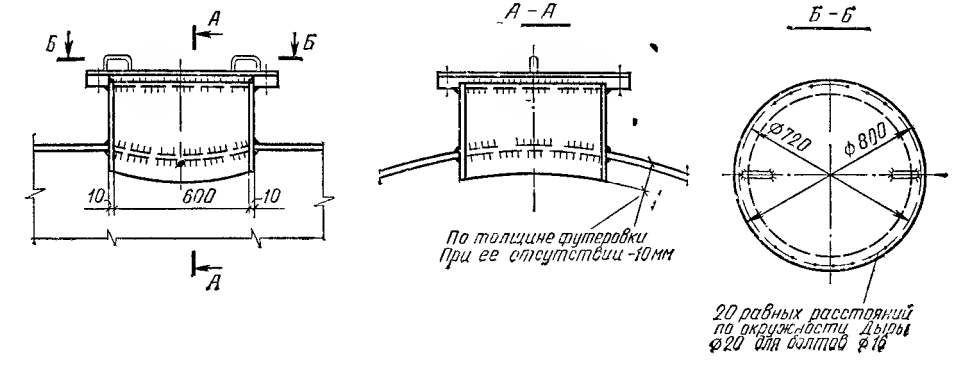


Рис. 24.21. Лазы для обслуживания трубопроводов

В соответствии с классификацией опор, приведенной в табл. 24.7, на рис. 24.22 показаны принципиальные схемы каждого типа опор. Решетка опор, как правило, проектируется треугольной или полураскосной с совмещенными (в пространственных опорах) по граням узлами. При больших размерах опоры в плане и при больших поперечных силах может применяться крестовая решетка, элементы которой подбираются обычно из расчета работы их только на растяжение. Если невозможно одним растянутым элементом воспринять усилие, а также при экономическом обосновании элементы могут приниматься сжатыми.

При многотрубной прокладке схема решетки определяется необходимостью пропуска трубопроводов сквозь опору. Если невозможно устроить решетку во всех панелях, принимаются конструктивные меры по обеспечению восприятия опорой поперечной силы, например созданием рамных участков.

В связи с технологическим уклоном трубопроводов, а также учитывая различные планировочные отметки района прокладки трассы, опоры получаются разной высоты. Увеличения их повторяемости при этом можно добиться изменением отметки верха фундаментов и размеров седла или одной панели. Низ опорных плит башмаков колонн должен возвышаться над поверхностью земли не менее чем на 200 и не более чем на 400 мм.

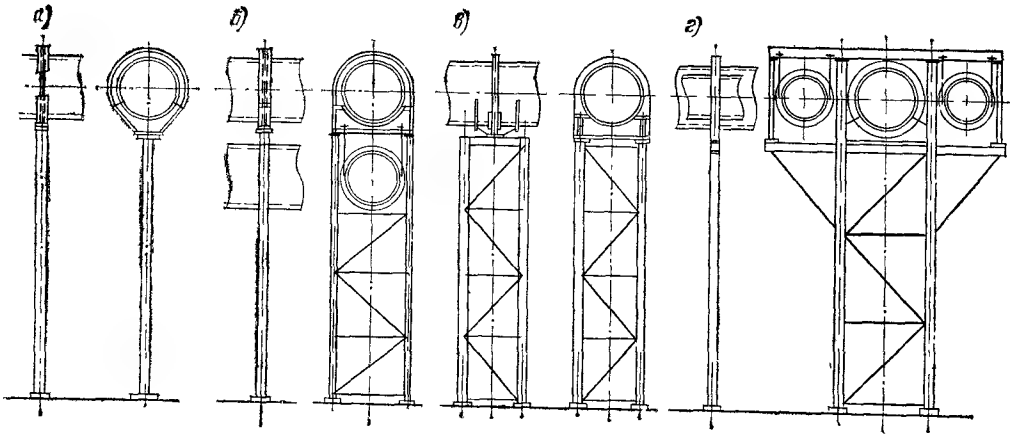


Рис. 24.22. Схемы опор трубопроводов

а — маятниковая; *б*, *г* — плоская промежуточная; *в* — пространственная неподвижная

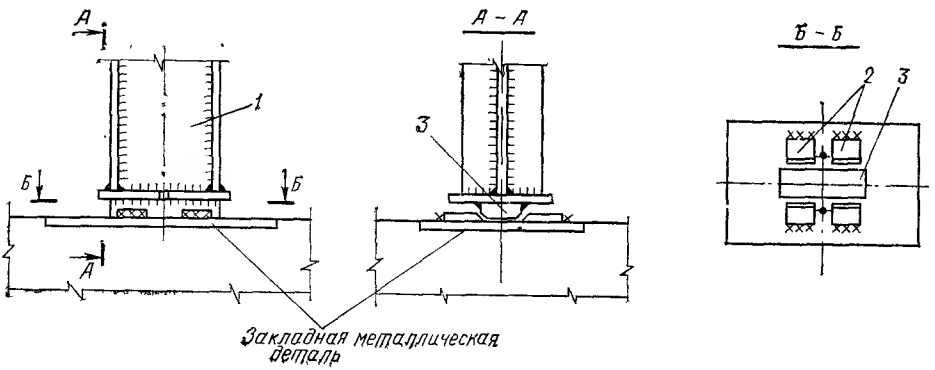


Рис. 24.23. Узел шарнирного опирания

1 — ветвь опоры; *2* — ограничители; *3* — центрирующий элемент

В некоторых случаях, при относительно коротких опорах, которые в результате частичного защемления анкерными болтами при удлинениях трубопроводов не обеспечивают достаточной податливости, ветви опор опирают на фундамент через центрирующие подкладки, приближающие узел к шарнирному (рис. 24.23).

При необходимости создания более гибкой схемы опоры могут проектироваться рамной конструкции, податливость которой выше решетчатой.

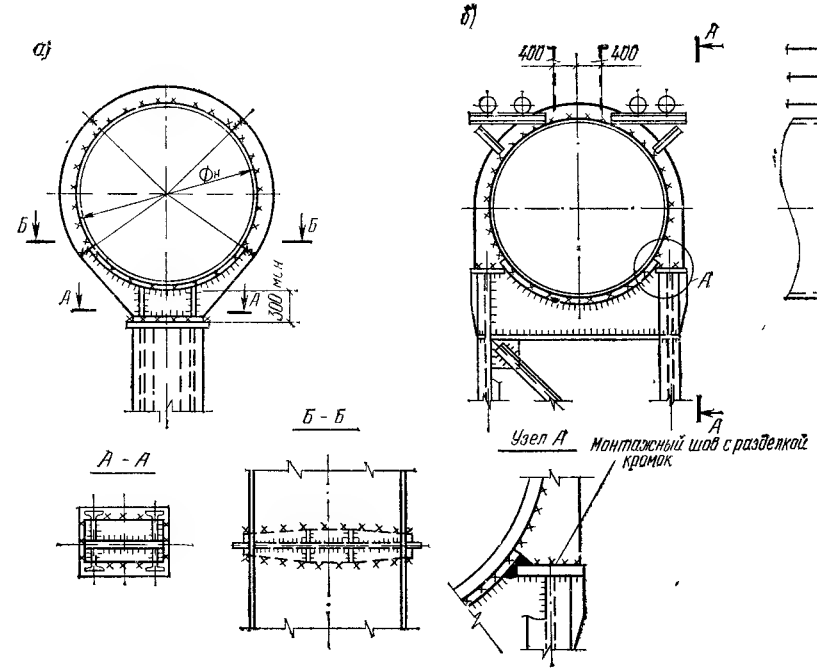
При прокладке сопутствующих трубопроводов необходима независимая система опор, устанавливаемых на несущие трубопроводы. Опорные конструкции сопутствующих трубопроводов ни в коей мере не должны препятствовать температурным расширениям основной несущей системы, для чего принимаются соответствующие мероприятия: устройство независимых опор, скользящих столиков, овальных дыр и др.

Таблица 24.6. **Размеры заглушек и фланцев, мм**

Диаметр	Заглушки		Фланцы			Болты		Размер ребра
	δ_1	$\varnothing_1$	δ_2	$\varnothing_3$	$\varnothing_2$	диаметр	число	
630	8	700	12	770	850	М22	20	120×8
820	8	900	12	980	1070	М27	24	120×8
1020	8	1100	12	1180	1270	М27	28	120×8
1220	8	1320	18	1380	1470	М27	32	120×8
1420	8	1520	18	1580	1670	М27	36	200×16
1620	8	1720	18	1780	1870	М27	40	200×16
1820	8	1920	18	1980	2070	М27	44	200×16
2020	8	2120	18	2180	2270	М27	48	200×16
2220	8	2320	18	2390	2490	М30	52	200×16
2420	8	2520	18	2590	2690	М30	56	200×16
2620	8	2720	18	2790	2890	М30	60	200×16
2820	8	2920	18	2990	3090	М30	64	200×16
3020	8	3120	18	3190	3290	М30	64	200×16
3220	8	3320	18	3390	3490	М30	72	200×16
3420	8	3520	18	3590	3690	М30	80	240×16
3520	8	3620	18	3690	3790	М30	80	240×16

24.2.4. Опорные части и опорные узлы

Опорные части трубопроводов подразделяются на подвижные и неподвижные. При помощи неподвижных опорных частей трубопроводы крепятся к маятниковым, плоским и пространственным опорам через опорное седло (рис. 24.24). При помощи



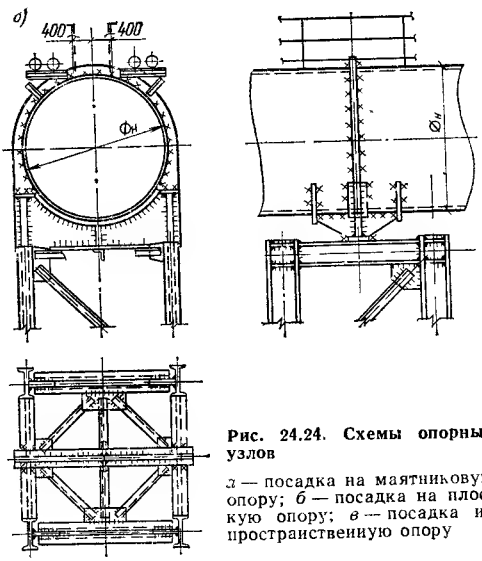


Рис. 24.24. Схемы опорных узлов

а — посадка на маятниковую опору; *б* — посадка на плоскую опору; *в* — посадка на пространственную опору

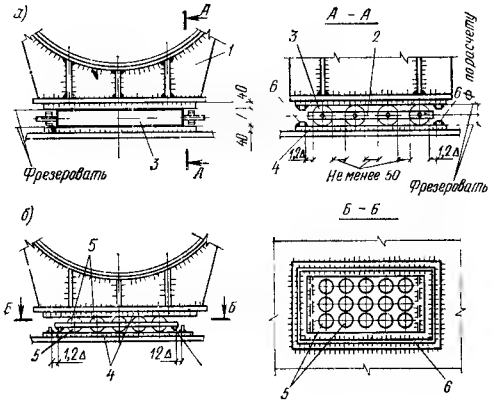


Рис. 24.25. Схема подвижных опорных узлов

а — катковый; *б* — шариковый; *1* — опорное седло; *2* — фиксирующая обойма; *3* — катки; *4* — плоскость перемещения; *5* — шарики; *6* — ограничители; Δ — расчетное значение температурного перемещения

подвижных частей трубопроводы опираются на пространственные опоры, чем обеспечивается возможность свободных перемещений трубопроводов. Подвижные опорные части бывают: а) скользящие, в которых скольжение происходит на плоскости соприкосновения (контакта) опорной части с опорой; б) катковые, в которых подвижность в одном или во всех направлениях обеспечивается качением катков (в последнем случае катки ставятся взаимно перпендикулярно в двух ярусах); в) шариковые, в которых подвижность в любом направлении обеспечивается качением шариков (рис. 24.25).

Конструктивно опорная часть оформляется в виде опорного седла, которое входит в состав кольцевого опорного ребра (шпангоута). Опорные части сопутствующих трубопроводов предусматриваются в технологической части проекта.

24.2.5. Компенсирующие устройства

Чтобы уменьшить температурные усилия (в системах с недостаточной самокомпенсацией), на опоры и примыкающее обо-

рудование устанавливают компенсирующие устройства, снижающие общую жесткость системы и уменьшающие влияние температурных удлинений трубопроводов на примыкающие конструкции.

Компенсаторы, применяемые в трубопроводных системах, можно разделить на: а) компенсаторы, образуемые изменением направления трассы,—П- и Г-образные; б) волновые компенсаторы — дисковые или линзовые, в) компенсаторы осевого перемещения — сальниковые.

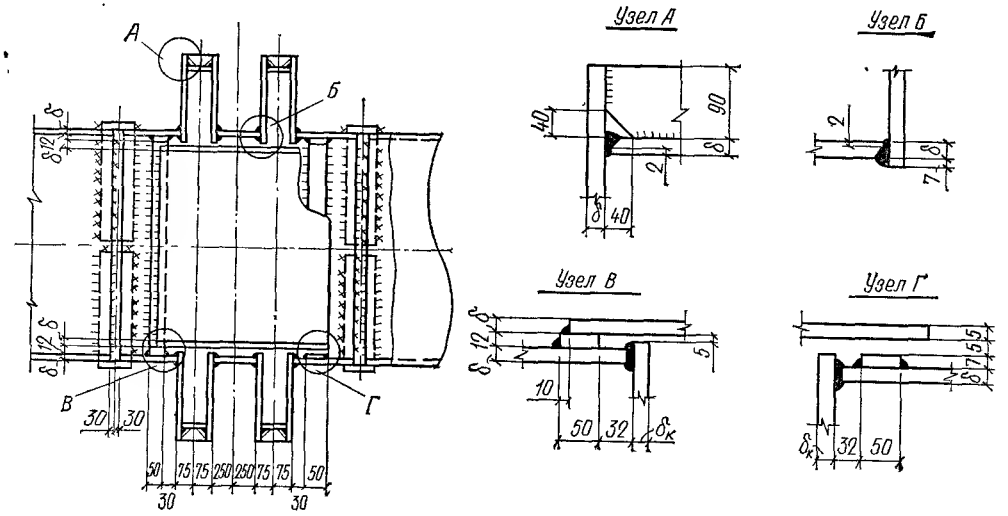


Рис. 24.26. Дисковый компенсатор

Компенсаторы *а* снижают жесткость системы и достаточно хорошо компенсируют температурные удлинения, но они занимают дополнительную территорию и требуют специальных опорных конструкций. Применяются обычно для трубопроводов диаметром до 700 мм.

Для трубопроводов большего диаметра в системах низкого давления применяются в основном волновые компенсаторы с конфигурацией волн в виде сварных плоских дисков (рис. 24.26).

При давлении свыше 30 КПа применяются компенсаторы с волнами в виде линз, изготавливаемых с торообразными вставками из штампованных элементов или из отбортованных листов. Все типы волновых компенсаторов обеспечивают надежную плотность узла соединения. Основной их недостаток — появление неуравновешенных усилий, возникающих от давления газовой среды на последний диск волны.

Компенсаторы осевого перемещения основаны на принципе телескопической подвижности. Наиболее распространен скользящий компенсатор с сальниковыми уплотнителями (сальниковые компенсаторы; рис. 24.27). Компенсаторы такого типа способны воспринимать большие продольные перемещения, и их конструкция не зависит от величин этих перемещений. Однако сальниковые компенсаторы требуют постоянного ухода (необходимо менять уплотнительные детали, проверять их затяжку и т. д.). Из-за недостаточной плотности их применение ограничено и допускается только вне помещений.

На негабаритных трубопроводах больших диаметров с давлением до 10 КПа могут быть установлены сальниковые компенсаторы упрощенного типа (рис. 24.28). Особенностью этого компенсатора является то, что обрезку концов труб *2* выполняют после полной сборки компенсатора и подъ-

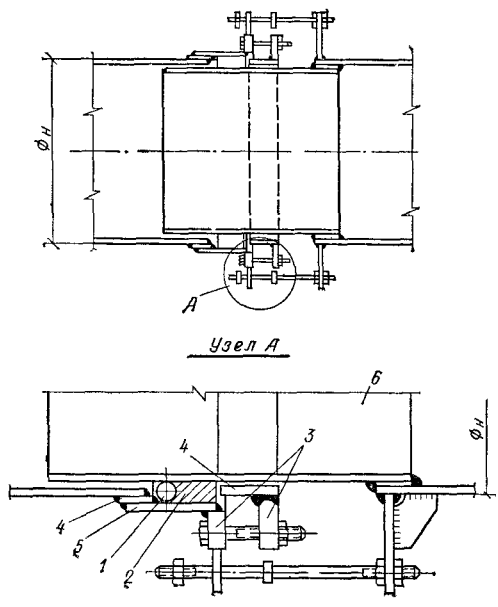


Рис. 24.27. Сальниковый компенсатор

1 — проволочное кольцо; *2* — асбестовый уплотнитель; *3* — фланцы; *4* — кольца; *5* — обечайка; *6* — внутренняя направляющая труба

ема его с трубопроводов в проектное положение.

При необходимости компенсаторы могут использоваться как шарниры. В этом случае они снабжаются тягами или стяжными болтами, воспринимающими усилия от внутреннего давления.

Шарнирные компенсаторы могут допускать только угловые перемещения.

Волновые компенсаторы общего назначения следует располагать на участках, ограниченных неподвижными опорами, воспринимающими усилия от внутреннего давления на волну компенсатора от температурных деформаций. Имея в виду небольшую поперечную жесткость, компенсаторы рекомендуется устанавливать между двумя плоскими опорами и не применять компенсаторы с числом волн более четырех. Число волн компенсаторов подбирается в зависимости от температурного удлинения участка трубопровода между неподвижными опорами.

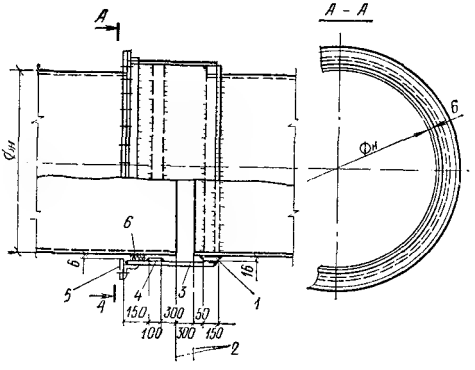


Рис. 24.28. Упрощенный сальниковый компенсатор для негабаритных трубопроводов

1 — бандаж 150×16; *2* — конец трубы; *3* — внешняя обечайка; *4* — круговая полоса 100×10 для фиксации уплотнения; *5* — запирающий фланец; *6* — уплотнительная набивка

Сальниковые компенсаторы, не допускающие поворотов, устанавливают между опорами только на прямолинейных участках. При несоблюдении этого правила в компенсаторе образуется перекос, приводящий к заклиниванию.

Волновые и сальниковые компенсаторы могут быть поставлены только на газопроводах чистого газа. На газопроводах грязного газа волны и сальники быстро забиваются пылью, и компенсатор выходит из строя.

24.2.6. Лестницы и площадки

Для обслуживания оборудования, профилактических осмотров, производства антикоррозийных, ремонтных и других работ устраивают специальные площадки и переходные лестницы. Они должны обеспечить возможность быстрой смены оборудования и доступ ко всем его элементам. Как правило, проходная площадка идет по всей длине трассы. При диаметре трубы 2 м и более и невысокой температуре ее стенки можно предусматривать проход прямо по трубе с двухсторонним ограждением (рис. 24.29). В местах компенсаторов и кольцевых ребер высотой более 200 мм устраивают переход «пандус».

При диаметре трубы менее 2 м и высокой температуре стенки делают для прохода специальную площадку с ограждением. Настил на площадках, как правило, принимается просечно-вытяжным, ребристым из полос или элементов квадратного сечения, что предохраняет от скольжения и исключает скапливание пыли. Конструкция площадок не должна нарушать общей статической схемы сооружения. Особое значение это имеет при решении площадок в районе компенсаторов, где их элементы не должны препятствовать температурным перемещениям трубопроводов и опор

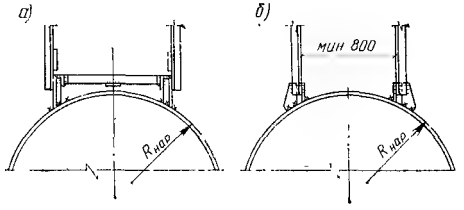


Рис. 24.29. Ограждения для прохода по трубам
а, б — при диаметре труб соответственно $R<1000$ и $R>1000$ мм

24.2.7. Основные правила техники безопасности

Проект металлических конструкций промышленных трубопроводных систем выполняется по технологическим заданиям, в которых должны быть учтены все правила техники безопасности в газовом хозяйстве. Для газопроводов, сооружаемых на предприятиях черной металлургии, необходим учет, в частности, следующих правил. На межцеховых газопроводах диаметром 1,5 м и более, а также на вновь строящихся газопроводах диаметром 1,2 м и более должны устраиваться проходы по всей длине, огражденные перилами высотой не менее 1,2 м со сплошной обшивкой их в нижней части высотой не менее 0,14 м. Зазор между газопроводом или настилом площадки и нижней кромкой обшивки должен быть 40 мм.

Площадки и лестницы должны быть снабжены перилами высотой не менее 1,2 м и иметь сплошную обшивку понизу высотой не менее 0,14 м. Щель между настилом площадок и нижней кромкой сплошной обшивки не должна быть более 10 мм. Ширина площадок должна быть не менее 1 м от выступающих частей оборудования. Площадки должны иметь настил, исключающий возможность скольжения, а также скопления воды и снега Для вновь сооружаемых и реконструированных объектов газового хозяйства лестницы к площадкам

постоянного обслуживания оборудования должны иметь уклон не более 45°, а к площадкам периодического обслуживания — не более 60°. Ширина лестниц должна быть не менее 0,8 м. При высоте лестниц более 18 м должны быть устроены площадки через каждые 4—6 м.

Для доступа к площадкам периодического обслуживания, расположенным в зданиях цехов на высоте не более 3 м над уровнем пола, допускается устройство вертикальных лестниц шириной не менее 0,6 м.

24.3. РАСЧЕТ

24.3.1. Основные положения

Расчет конструкций трубопроводных систем производится по методу предельных состояний в соответствии со СНиП II-6-74 и с учетом специфических условий работы трубопроводов.

В табл. 24.7 приведена классификация нагрузок и коэффициенты перегрузки.

Таблица 24.7. Нагрузки на трубопроводы

Классификация нагрузок	Нагрузки	Коэффициент
Постоянные	Собственная масса отдельно стоящих опор и эстакад с ограждающими конструкциями и обслуживающими площадками	1,1 (0,9)
	Масса трубопроводов с технологической арматурой и опорными частями	
Временные длительные	Масса изоляции и футеровки	1,2 (0,9)
	Масса транспортируемой жидкости и стадии эксплуатации	1*
	Масса отложений внутри трубопровода в стадии эксплуатации	1,1
	Температурные технологические воздействия (разность температур)	1,1
	Внутреннее давление в стадии эксплуатации	1,2**
Кратковременные	Масса людей и ремонтных материалов на площадках и мостиках	1,2
	Масса производственной пыли	1,2
	Снеговая нагрузка	1,4
	Ветровая нагрузка	1,2
	Температурные климатические воздействия (разность температур)	1,2
	Масса воды при гидравлических испытаниях	1
	Внутреннее давление при испытаниях	1
	Сейсмическое воздействие	1
Особые	Масса отложений внутри трубопровода при резком нарушении режима эксплуатации	1
	Температурные технологические воздействия (разность температур) при резком нарушении режима эксплуатации	1

* Для воды. Для других жидкостей и отложений устанавливается специальными документами

** Для трубопроводов предприятий черной металлургии 1,15.

Таблица 24.8. Комбинации нагрузок

Нагрузки	Основное сочетание			Особое сочетание
	Коэффициенты сочетаний при вариантах комбинаций			
	I	II	III	I
Постоянные	1	1	1	0,9
Одна кратковременная	1	—	—	0,7*
Две-три кратковременные	—	0,9	—	—
Более трех кратковременных	—	—	0,8	—
Временные длительные	1	1	1	0,8
Одна из особых	—	—	—	1

* Только вес людей и ремонтных материалов на площадках и мостиках.

В табл 24.8 приведены варианты комбинаций нагрузок и соответствующие им коэффициенты сочетания для расчета трубопроводных систем по первой и второй группам предельных состояний.

В табл. 24.9—24.12 приведены норма-

Таблица 24.9. Плотность материалов отложений в трубопроводах

Материал	Плотность, кг/м³
Пыль колошниковая: отложения в трубопроводах грязного и получистого газа, на сплошных площадках и на поверхности труб	2000
Конденсат в трубопроводах чистого газа и в воздухопроводах холодного дутья	1000
Наледь	900

тивные нагрузки, которые следует принимать для расчета трубопроводных систем при отсутствии соответствующих данных в технологических заданиях.

Таблица 24.10. Полезная нагрузка на площадках и лестницах

Конструкция	Нормативная нагрузка, МПа
Переходные площадки и лестницы	20
Площадки обслуживания оборудования	30

Таблица 24.11. Нормативная нагрузка H на 1 м длины от веса отложения внутри трубопровода в стадии эксплуатации

Диаметр газопровода, мм	Газ					
	влажный очищенный		сухой очищенный	грязный доменный		
	горизонтальные газопроводы	местные пониженные участки газопроводов	горизонтальные газопроводы	горизонтальные газопроводы и наклонные под углом не более 30°	наклонные газопроводы, под углом более 40°	газопроводы неблагоприятной конфигурацией
620	750	800	150	—	—	—
720	900	1000	200	—	—	—
820	1050	1250	220	—	—	—
920	1200	1500	250	—	—	—
1020	1350	1750	270	—	—	—
1120	1500	2000	300	—	—	—
1220	1600	2200	350	2 400	700	6 000
1320	1770	2470	380	2 800	870	7 250
1420	1940	2740	420	3 500	1040	8 600
1520	2100	3000	450	4 000	1200	10 000
1620	2260	3260	480	5 000	1500	12 500
1720	2420	3520	510	6 000	1800	15 000
1820	2580	3780	540	7 000	2100	17 500
2020	2900	4300	600	8 000	2400	20 000
2220	3220	4960	660	10 500	3300	26 000
2420	3540	5600	720	13 000	4200	33 000
2620	3860	6420	780	16 000	5000	40 000
2820	4180	7460	840	19 000	5800	48 000
3220	4500	8500	900	22 500	6500	55 000
3520	5400	12000	1100	27 000	8000	67 000

Примечания: 1. Для газопроводов влажного и сухого очищенного газа, наклоненных под углом более 10°, нагрузки принимаются в размере 50% соответствующих величин для горизонтальных газопроводов. При углах наклона 0—10° нагрузка принимается по линейной интерполяции.

2. Для газопроводов грязного доменного газа при углах наклона 30—40° нагрузка принимается по линейной интерполяции. Для газопроводов получистого доменного газа нагрузки принимаются в размере 50% соответствующих величин для грязного доменного газа.

3. Нормативная нагрузка от массы отложений внутри трубопроводов при резком нарушении режима эксплуатации принимается в 2,5 раза больше соответствующей нагрузки в стадии эксплуатации, но не более массы отложений, занимающих 70% внутреннего объема трубопроводов.

Нормативная нагрузка от массы внешних отложений производственной пыли определяется только для трубопроводов и обслуживающих площадок, расположенных на расстоянии не более 100 м от источника выделения пыли и имеющих наклон не более 30°. Нормативная нагрузка принимается равной: для обслуживающих площадок и элементов пролетного строения — 1000 Н/м², для трубопроводов — 450 Н/м² их горизонтальной проекции. Для решетчатых площадок нагрузка от пыли не учитывается.

Таблица 24.12. Температура стенок трубопроводов, принимаемая при отсутствии специального задания

Конструкция	Температура металла стенки трубопровода, °С, при режиме эксплуатации	
	нормальном	нарушении
Газопровод чистого доменного газа	50	80
Газопровод коксового газа	75	90
Воздухопровод холодного дутья	150	200
Футерованные газовоздухопроводы	100	150

Нормативная разность температур для определения температурных деформаций и усилий

$$\Delta t^{н} = t_{макс} - t_{зам} \text{ или } \Delta t^{н} = t_{зам} - t_{мин}, \qquad (24.1)$$

где $t_{макс}$ и $t_{мин}$ — наибольшая и наименьшая температура, которую может иметь конструкция при эксплуатации; $t_{зам}$ — температура конструкции в момент замыкания системы.

Нормативная температура $t_{макс}$ металла для трубопроводов, транспортирующих газ с повышенной температурой, принимается по технологическому заданию или при его отсутствии по табл. 24.12. Максимальная и минимальная температура для трубопроводов, транспортирующих газ с температурой наружного воздуха, и их опор принимается по расчетной температуре наружного воздуха, определяемой по СНиП II-6-74. Температура замыкания $t_{зам}$, если неизвестно фактическое время окончания монтажа, определяется по СНиП II-6-74.

Коэффициенты трения «сталь по стали» принимаются равными: в скользящих опорных частях: максимальный 0,3, минимальный 0,15; в катковых (вдоль оси качения) 0,1; в перпендикулярном направлении — как для скользящих опор; в шариковых 0,1.

Ветровая нагрузка определяется в соответствии с требованиями СНиП II-6-74. Коэффициенты лобового сопротивления принимаются в зависимости от расположения труб. Действие ветровой нагрузки учитывается только в направлении поперек трубопроводной системы.

При определении аэродинамических нагрузок на пакеты труб при их компоновке по схемам рис. 24.5 коэффициенты лобового сопротивления C_x могут приниматься по табл. 24.13. При этом суммарная ветровая нагрузка определяется по сумме проекций диаметров трубопроводов переднего относительно ветрового потока ряда на плоскость, перпендикулярную этому потоку.

Таблица 24.13. **Аэродинамические коэффициенты**

Тип сечения (рис. 24.5)	I	II	III	IV	V	VI
Коэффициент лобового сопротивления C_x	1	1,2	0,7	0,9	1,2	0,7

Коэффициенты C_x, приведенные в табл. 24.13, усреднены и практически охватывают все возможные случаи взаимного расположения труб в пакете.

Снеговая нагрузка подлежит учету только для газопроводов охлажденного газа; для газопроводов горячего газа снеговая нагрузка не учитывается. Снеговая нагрузка не учитывается, если непосредственно над газопроводом расположены другой газопровод или обслуживающая площадка со сплошным настилом, предотвращающая снеговой покров.

Прогиб для трубопроводов, прокладываемых по балочной схеме, расчет которых ведется только по первой группе предельных состояний, ограничивается $^1/_{200}$ размера пролета. Трубопроводы, в которых может скапливаться конденсат, или которые являются несущей конструкцией для других трубопроводов, где может скапливаться конденсат, проверяются по второй группе предельных состояний. Конструктивные характеристики таких трубопроводов должны обеспечить их прогиб, не препятствующий образованию непрерывного одностороннего уклона для стока конденсата, заданного технологическим заданием. С увеличением уклона трубопровода значение критерия прочности по второй группе предельных состояний уменьшается, что видно из графика на рис. 24.30.

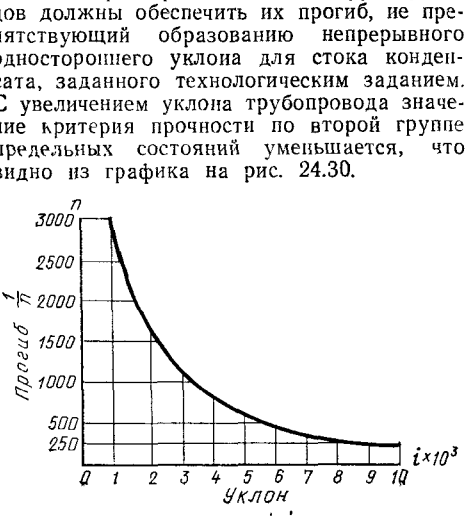


Рис. 24.30. Зависимость уклона трубопровода от прогибов

Конструктивные характеристики трубопроводов (пролет и толщина стенки), определенные по п. 24.3.2, обеспечивают требования обеих групп предельных состояний.

При определении нагрузок на опоры трубопроводов следует руководствоваться «Рекомендациями по определению нагрузок на отдельно стоящие опоры и эстакады под трубопроводы» [19].

24.3.2. Рекомендации по расчету систем трубопроводов

А. Расчет трубопроводов производится по предельным состояниям: а) по первой группе предельных состояний — по прочности и устойчивости; б) по второй группе предельных состояний — для трубопроводов, величина деформации которых может затруднить нормальную эксплуатацию их и ограничить применение.

При расчете трубопроводов и определении напряжений приняты следующие условные обозначения: r — радиус срединной поверхности стенки оболочки; $\lambda_l = l/r$ — относительная длина оболочки; l — полудлина оболочки; x — расстояние вдоль образующей от начального поперечного сечения до какой-либо произвольной точки на срединной поверхности; $\lambda = x/r$, $\mu = t/r$ — относительные величины; S — расстояние по дуге окружности срединной поверхности от некоторой начальной точки до произвольной точки на этой поверхности; $\beta = s/r$ — относительная величина, центральный угол; J — момент инерции сечения оболочки (пустотелой балки) относительно нейтральной оси; t — толщина стенки оболочки; σ_x — нормальные напряжения, действующие в продольном направлении; σ_s, N_s, Q_s, M_s — нормальные напряжения, нормальная и поперечная силы, изгибающий момент, действующие в кольцевом направлении; τ — касательные напряжения; M_z^0, M_y^0 — изгибающие моменты в пустотелой балке в двух взаимно перпендикулярных плоскостях; $M_{кр}^0$ — крутящий момент в пустотелой балке; Q_z^0, Q_y^0 — поперечные силы в пустотелой балке; N^0 — нормальная сила в пустотелой балке, E — модуль упругости; G — модуль сдвига; γ — коэффициент Пуассона; n — число удерживаемых членов ряда.

На вертикальные нагрузки ввиду возможного увеличения изгибающих моментов вследствие неравномерной осадки опор трубопроводы рассчитывают по схеме однопролетной балки с пролетом, равным расстоянию между опорами (рис. 24.31).

По методу, предложенному С. Н. Каном [4], напряженное состояние оболочки слагается из двух состояний: 1) элементарного напряженного состояния пустотелой балки, которая является в данном случае основной системой, и 2) дополнительного напряженного состояния, отражающего статическую неопределимость оболочки и характеризующего в сочетании с первым действительную работу оболочки.

При расчете на прочность от действия нагрузок, не вызывающих изменения формы поперечного сечения (собственная масса, вес изоляции и футеровки, полное заполнение жидкостью), трубопроводы рассчитывают по балочной схеме. Усилиям и напряжениям здесь присвоен нулевой индекс. Напряжения в любом сечении трубы и в любой точке поперечного сечения определяются как в пустотелой балке:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_x^0 &= \frac{M_z^0}{\pi R^2 t}\cos\beta + \frac{M_y^0}{\pi R^2 t}\sin\beta + \\ &+ \frac{N^0}{2\pi R t};\\ \tau_x^0 &= \frac{Q_z^0}{\pi R t}\sin\beta - \\ &- \frac{Q_y^0}{\pi R t}\cos\beta + \frac{M_{кр}^0}{2\pi R^2 t}.\end{aligned}\right\} \quad (24.2)$$

При действии неосесимметричных нагрузок (различного рода внутренние отложения пыли и конденсата, ветровая нагрузка, обледенение и т. п.) трубопроводы, обычно имеющие вид тонких оболочек, работают не как плоские конструкции, а как пространственные системы (оболочка с жесткими опорными кольцами), испытывающими двухосное напряженное состояние. На действие таких нагрузок трубопроводы рассчитывают как оболочки на основе гипотез технической (полубезмоментной) теории оболочек.

Изгибающие моменты M_y^0, нормальные силы N_s^0 и поперечные силы Q_x^0 в кольцевом направлении — как в кольце от заданной нагрузки, уравновешенной поверхностными силами:

$$q = \frac{P}{\pi r}\sin\beta, \quad (24.3)$$

где P — равнодействующая внешней нагрузки на оболочку в данном сечении.

Значения M_s^0 для различных диаметров труб при наполнении их жидкостью с $\gamma = 1$ т/м³ до уровня, соответствующего нарушению режима эксплуатации, приведены в табл 24.14.

Усилия дополнительного напряженного состояния (они обозначены буквами с черточкой сверху) определяются по формулам:

$$\left.\begin{aligned}&\bar\sigma_x = \sum^n \bar\sigma_{x_n}; \quad \bar\tau_x = \sum^n \bar\tau_{x_n};\\ &\bar M_s = \sum^n \bar M_{s_n}; \quad \bar Q_s = \sum^n \bar Q_{s_n};\\ &\bar\sigma_{x_n} = 2{,}205\frac{1}{t^2}\Phi_n k_1 \cos n\beta;\\ &\bar\tau_{x_n} = 0{,}838\sqrt{\frac{n^2-1}{rt}}\times\\ &\times \Phi_n k_2 \sin n\beta;\end{aligned}\right\} \quad (24.4)$$

$$\left.\begin{aligned}&\bar M_{s_n} = -0{,}318\Phi_n k_3 \cos n\beta;\\ &\bar Q_{s_n} = -0318\frac{n}{r}\times\\ &\times \Phi_n k_3 \sin n\beta;\\ &\bar N_{s_n} = -0{,}318\frac{n^2}{r}\times\\ &\times \Phi_n k_3 \cos n\beta.\end{aligned}\right\} \quad (24.5)$$

За начальную точку для отсчета дуговой координаты β принимается точка O_1 (рис. 24.31), лежащая на диаметре оболочки, относительно которого рассматриваемая нагрузка симметрична. За начало отсчета продольной координаты α принимается сечение, лежащее посередине длины оболочки.

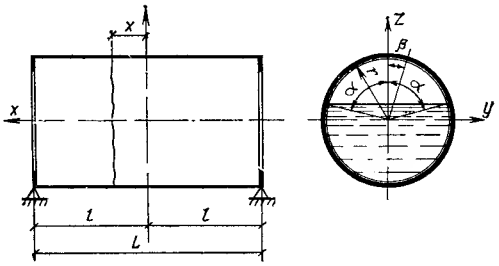


Рис. 24.31. Расчетная схема оболочки

Коэффициенты имеют значения:

$$\left.\begin{aligned}k_1 &= \left(\frac{A_l C_x - C_l A_x}{A_l^2 + 4C_l^2}\right)_n;\\ k_2 &= \left(\frac{A_l B_x + 4C_l D_x}{A_l^2 + 4C_l^2}\right)_n;\\ k_3 &= \left(\frac{A_l A_x + 4C_l C_x}{A_l^2 + 4C_l^2}\right)_n,\end{aligned}\right\} \quad (24.6)$$

где A_x, B_x, C_x и D_x имеют нижеприведенные выражения и определяются по табл. 8.4 [16];

$$A_x = \operatorname{ch}\psi_n x \cos\psi_n x;$$

$$B_x = \frac{1}{2}(\operatorname{ch}\psi_n x \sin\psi_n x + \operatorname{sh}\psi_n x \cos\psi_n x);$$

$$C_x = \frac{1}{2}\operatorname{sh}\psi_n x \sin\psi_n x;$$

$$D_x = \frac{1}{4}(\operatorname{ch}\psi_n x \sin\psi_n x - \operatorname{sh}\psi_n x \cos\psi_n x);$$

$$\psi_n = \frac{n}{2{,}632R}\sqrt{(n^2-1)\mu}.$$

Грузовые коэффициенты Φ_n определяются по формуле

$$\Phi_n = \oint M_s^0 \cos n\beta\, d\beta. \quad (24.7)$$

Полные напряжения и усилия:

$$\left.\begin{aligned}&\sigma_x = \sigma_x^0 + \bar\sigma_x; \quad \tau_x = \tau_x^0 + \bar\tau_x;\\ &M_s = M_s^0 + \bar M_s; \quad Q = Q_s^0 + \bar Q_s;\\ &N_s = N_s^0 + \bar N_s.\end{aligned}\right\} \quad (24.8)$$

В кольцевом направлении действуют напряжения

$$\sigma_s = \frac{N_s}{t} \pm \frac{6M_s^0}{t^2}; \quad \tau_s = 1{,}5\frac{Q}{t}; \quad (24.9)$$

Достаточная точность практического расчета оболочки на распределенные на-

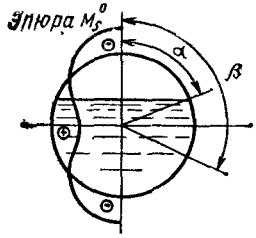


Таблица 24.14. **Изгибающие моменты M_s^0 при заполнении трубопровода жидкостью с плотностью $\gamma=1$ т/м³ до уровня, соответствующего резкому нарушению технологического процесса**

В сечении при β, град	$D_н$															
	630	820	1020	1220	1420	1620	1820	2020	2220	2420	2620	2820	3020	3220	3420	3620
	α															
	74°50'	88°04'	96°19'	103°19'	107°19'	110°38'	113°27'	115°58'	118°05'	120°00'	121°56'	123°11'	124°37'	125°39'	126°51'	127°36'
	φ_2^*, Н·м/см															
	—0,19973	—0,22184	—0,21820	—0,20452	—0,19327	—0,18213	—0,17172	—0,16145	—0,15260	—0,14677	—0,13587	—0,13026	—0,12386	—0,11924	—0,11384	—0,11058
0	—18	—45	—81	—127	—196	—256	—349	—437	—538	—654	—787	—939	—1091	—1270	—1149	—1662
15	—16	—39	—70	—111	—172	—225	—308	—386	—475	—586	—700	—829	—965	—1122	—1283	—1470
30	—9	—24	—44	—71	—113	—145	—201	—251	—309	—385	—455	—546	—635	—742	—848	—974
45	1	—2	—5	—11	—25	—25	—42	—51	—59	—81	—99	—121	—145	—168	—195	—192
60	10	22	38	55	74	109	136	175	213	261	308	362	419	483	548	630
75	16	42	76	116	166	234	302	387	486	584	690	815	949	1106	1255	1446
90	17	48	91	145	213	300	396	507	638	774	911	1095	1276	1487	1695	1948
105	14	41	84	144	204	289	390	504	640	783	938	1122	1313	1536	1759	2024
120	5	21	45	81	132	191	288	354	462	574	696	845	942	1181	1366	1581
135	—1	—2	—1	3	15	21	39	55	84	112	152	199	248	310	384	449
150	—9	—22	—45	—73	—103	—153	—201	—265	—326	—406	—481	—574	—668	—770	—870	—1003
165	—14	—38	—75	—126	—186	—277	—371	—492	—622	—779	—943	—1138	—1342	—1569	—1808	—2076
180	—15	—44	87	—148	—220	—328	—443	—590	—751	—942	—1147	—1383	—1644	—1925	—2231	—2595
α	17	48	90	139	201	268	341	414	498	575	644	736	810	914	983	1085

грузки обычно обеспечивается при удержании в выражениях (24.5) только одного члена с $n=2$.

Тогда

$$\left.\begin{aligned} \psi_2 &= \frac{1,316}{r}\sqrt{\mu}; \quad \psi_{2x} = \\ &= 1,316\lambda\sqrt{\mu}; \\ \Phi_2 &= -\frac{2}{9}\gamma r^3 \sin\alpha = \gamma r^3 \Phi_2^*. \end{aligned}\right\} \quad (24.10)$$

Значения Φ_2^* для нагрузки, соответствующей уровню заполнения при резком нарушении технологического процесса, см. в табл. 24.14.

Приведенный метод расчета следует применять лишь в случае невозможности обеспечить сохранение формы поперечного сечения конструктивными мероприятиями, например постановкой кольцевых ребер жесткости (шпангоутов). Следует иметь в виду, что постановка в пролете 1—2 шпангоута весьма резко приближает работу оболочки к пустотелой балке кольцевого сечения, и в этом случае с достаточной для практических расчетов точностью определение напряжений можно ограничить формулами (24.2).

В гладких неподкрепленных трубопроводах диаметром до 2 м напряжения также можно определять как в балке кольцевого сечения по формулам (24.2).

Наибольшие нормальные напряжения, вызванные изменением формы поперечного сечения, наступают при

$$\lambda = 0,82\sqrt{\frac{r}{t}},$$

а при значении

$$\lambda = 2,38\sqrt{\frac{r}{t}}$$

работа таких оболочек описывается работой пустотелой балки кольцевого сечения.

Контур поперечного сечения трубопроводов диаметром более 2 м можно считать неизменяемым при установке шпангоутов на расстоянии 2,5 D, но не более, чем через 5 м. В пролете трубопровода устанавливается не менее одного ребра с минимальным сечением 120×8 мм. В местах приложения сосредоточенных нагрузок необходимо также устанавливать ребра жесткости.

При проверке на местную устойчивость стенки трубопроводов следует руководствоваться СНиП. На рис. 24.32 показаны области геометрических параметров трубопроводов, несущая способность которых определяется прочностью или устойчивостью.

Б. Определение пролетов трубопроводов. Максимальные пролеты прямолинейных участков трубопроводов определяются по наименьшему значению одной из следующих величин:

а) по первой группе предельных состояний

$$l_M = 79D\sqrt{\frac{t(R-\sigma_N)}{q}} \quad \text{или}$$

$$l_M = 79D\sqrt{\frac{t(\sigma_{0и}-\sigma_N)}{q}}; \quad (24.11)$$

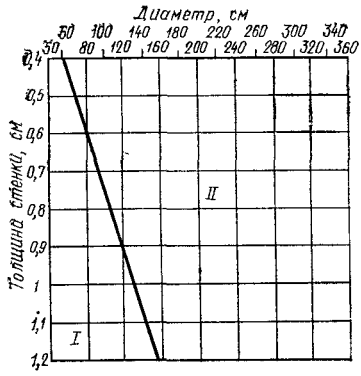


Рис. 24.32. Области расчета трубопроводов *I* — по прочности; *II* — по устойчивости

б) по второй группе предельных состояний

$$l_M = 132D\sqrt[3]{\frac{it}{q}}, \quad (24.12)$$

где q — расчетная по длине (или эквивалентная) нагрузка, Н/м; D — диаметр трубопровода, м; t — толщина стенки трубы, м; $\sigma_{0и}$ — критические напряжения потери устойчивости, МПа; R — расчетное сопротивление материала трубы, МПа; σ_N — нормальные напряжения от продольной силы, МПа (сжатие считается положительным); i — уклон в тысячных. На рис. 24.33 даны номограммы для практического определения максимальных пролетов трубопроводов, построенные на основе приведенных формул[1]. При построении их принято в запас прочности $\sigma_N = 20$ МПа.

В. Расчет катковых и шариковых опор. Для катков, шариков и опорных листов подвижных опорных частей следует применять сталь повышенной твердости, обеспечивающую минимальные деформации по линиям и в точках контакта. Повысить твердость стали можно термической ее обработкой.

В табл. 24.15 приведены данные по твердости различных марок сталей в состоянии после горячей прокатки (без термообработки).

$$HB = \sigma_в/0,35, \quad (24.13)$$

где $\sigma_в$ — временное сопротивление стали.

В зависимости от твердости определяются допускаемые контактные напряжения:

а) катковые опорные части — линейный контакт, МПа:

[1] Номограммы построены канд. техн. наук Д. И. Патлахом.

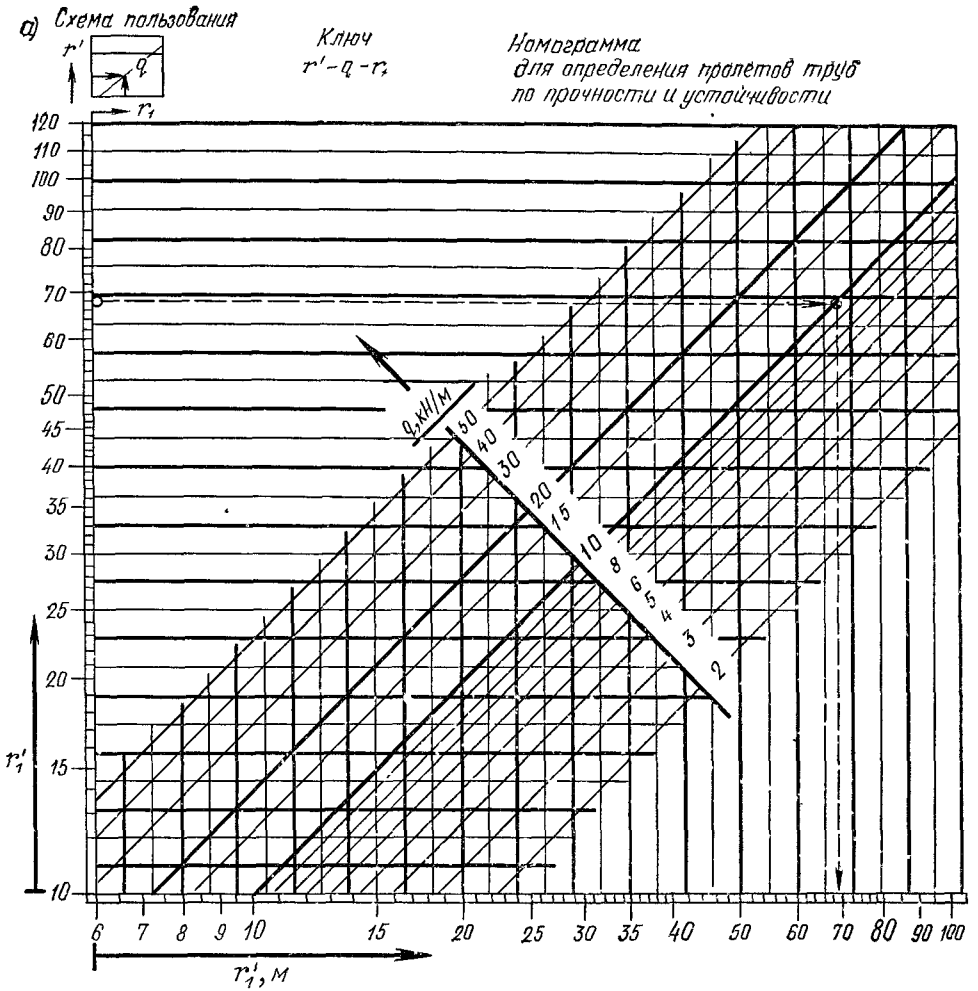


Рис 24.33. Номограммы для определения пролетов трубопроводов
а — по первому предельному состоянию, *б* — по второму предельному состоянию

$r_1\ q^{0,5}=r'$

Таблица значении r'

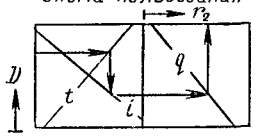
t, мм	4	6	8	10	12	4	6	8	10	12
D, мм	Значения r_1 при									
	R=200 МПа					R=170 МПа				
600	12,5	15,6	18	20,1	22	11,6	14,2	16,4	18,4	20,1
800	15,8	20,7	24	26,8	23,4	15,5	19	20	24,5	26,8
1000	18,8	25	30	33,5	38,7	18,8	23,7	27,4	30,6	33,5
1200	24,6	29	35,2	40,2	44,1	21,6	28,5	32,8	36,7	40,2
1400	24,1	32,8	40,1	46,4	51,4	24,1	32,8	38,3	42,9	46,9
1600	26,5	36,4	44,9	52	58,4	26,5	36,4	43,8	49	53,6
1800	28,7	39,7	49,1	57,4	64,7	28,7	39,7	49,1	55,1	60,3
2000	31	42,8	53,3	62,5	70,7	31	42,8	53,3	61,2	67,1
2200	38,4	45,8	57,3	67,4	76,5	32,1	45,8	57,3	67,4	73,8
2400	33,5	48,6	61,1	72,2	82,2	33,5	48,6	61,1	78,2	80,5
2600	34,5	51,4	64,7	76,7	87,6	34,5	51,4	64,7	76,7	87,2
2800	35,3	54,2	68,2	81,8	92,8	35,5	54,2	68,2	81,8	92,8
3000	35,9	36,9	71,6	85,3	97,9	35,9	56,9	71,6	85,3	97,9
3200	36,5	58,6	74,9	89,4	102,8	36,5	58,6	74,9	89,4	102,8
3400	37	60,2	78,1	93,4	102,6	37	60,2	78,1	23,1	107,6
3600	37,6	61,6	81,3	97,2	112,2	37,6	61,6	81,3	97,2	112,2

Пример Дано: D=2800 мм t=8 мм, q=10 кН/м
Находим:
1) по таблице r'=68,2;
2) по номограмме r'=68,3 м (68,19).
Пример. Дано D=2800 мм, t=8 мм, q=10 кН/м i=0,001
Находим. r_2=34,2 м (34,2)

б)

$$r_2 = 283\,D\sqrt[3]{\frac{i \cdot t}{q}}$$

Схема пользования



Ключ

D - t - i - q - r_2

Номограмма для определения пролетов труб по деформациям

r_2, м: 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 19, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 110

D, мм: 3600, 3400, 3200, 3000, 2800, 2600, 2400, 2200, 2000, 1800, 1600, 1400, 1200, 1000, 800, 600

i: 0,001, 0,002, 0,004, 0,006, 0,008, 0,010

t, мм: 4, 6, 8, 10, 12

q, кН/м: 2, 5, 10, 20, 30, 40, 50

Пример

Дано

D = 2800 мм, t 8 мм,

q = 1 кН/м, i 0,001

Находим

r_2 = 34,2 м (34,2)

Таблица 24.15 Твердость сталей в состоянии после горячей прокатки

Марка стали	$\sigma_в$, МПа	Число Бринелля HB, кгс/мм²	Область применения
Ст3	400	115*	—
Ст5	550	157*	Катки, опорные листы
14Г2	460	132*	То же
10Г2С1	500	143*	»
10ХСНД	520	149*	»
Ст20	480	137	»
Ст45	610	175	»
Ст30Г	550	157	»
10Г2Б	520	200	—
Ст40Г	660	189	Катки, опорные листы
ШХ15	2000	620	Шарики

* HB определено по приближенной формуле (24 13)

$$[\sigma_{конт}] = 5HB(1 - 0{,}001HB); \quad (24.14)$$

б) шариковые опорные части — точечный контакт, МПа:

$$[\sigma_{конт}] = 10HB(1 - 0{,}001HB). \quad (24.15)$$

Действующие контактные напряжения определяются по формулам:

а) для катков

$$\sigma_{конт} = \sqrt{\frac{1}{\pi r\theta}\frac{p^н}{l_к}}; \quad (24.16)$$

б) для шариков

$$\sigma_{конт} = \frac{1}{\pi}\sqrt[3]{\sigma\frac{p^н}{r^2\theta}}; \quad (24.17)$$

где $p^н$ — нормативное давление на каток или шарик, определяемое с учетом коэффициента неравномерности:

$$p^н = \frac{A}{0{,}8z},$$

где A — суммарная нормативная нагрузка на опору; z — число катков или шариков; r — радиус катка или шарика;

$$\theta = \frac{z(1-\nu^2)}{E};$$

ν — коэффициент Пуассона, для стали $\nu = 0{,}3$; E — модуль упругости, для стали $E = 2{,}1 \cdot 10^5$ МПа.

В катковых опорных частях необходима дополнительная проверка катков на диаметральное сжатие по формуле

$$\frac{An}{2rzl_к} \leqslant R_{с.к}, \quad (24.18)$$

где n — коэффициент перегрузки; $R_{с.к}$ — расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков при свободном касании, принимается по СНиП II-В.3-72; $l_к$ — длина катка.

При использовании для катков (шариков) и опорных листов разных марок сталей в расчет вводится наименьшее допускаемое контактное напряжение.

Г. Расчет опорных шпангоутов. Опорные шпангоуты, передающие на колонны опорные реакции трубопроводов, рассчитывают как статически неопределимые кольца, нагруженные касательными усилиями, приложенными по контуру их сопряжения с оболочкой.

В кольцевом ребре под действием нагрузки возникают усилия в виде изгибающего момента M, нормальной силы N и поперечной силы Q.

В табл. 24.16 для наиболее употребительных схем опирания приведены выражения для усилий M^0, N^0 и Q^0 в основной системе, а также формулы для определения интенсивности касательных усилий T^0.

Для иных схем опирания и приложений нагрузок можно пользоваться данными [15].

В качестве основной системы принято кольцо, опертое в одной точке. Расчетные усилия M, N, Q определяются в таком порядке:

1) в зависимости от схемы опирания вычисляются усилия M^0, N^0 и Q^0 в основной системе по формулам табл. 24.16;

2) по равнодействующей опорных реакций A по формулам табл. 24.16 (случай к) вычисляются интенсивность уравновешивающих ее фактических реактивных сил T_0 (сдвигающие силы для оболочки и фактические опорные реакции для опорного шпангоута);

3) по полученным усилиям T_0 по формулам табл. 24.16 (случай «к») определяются усилия M_p, N_p, Q_p в кольце от загружения его реактивными силами с учетом их интенсивности;

4) окончательные усилия определяются как суммы

$$N = N^0 + N_p; \quad Q = Q^0 + Q_p. \quad (24.19)$$

При суммировании знак усилий от сдвигающих сил следует принимать таким, чтобы сумма равнодействующих опорных реакций превратилась в нуль.

Описанная схема расчета для шпангоута, опертого на две точки, графически показана на рис. 24.34.

По схеме приложения нагрузки рис. 24.35 для некоторых частных случаев опирания на рис. 24.36 приведены готовые эпюры усилий $\overline{M}$, $\overline{N}$ и $\overline{Q}$. Параметры шпангоутов: $D = 1$ м; $D_к = 1{,}1$ м; $A = 10$ кН. Ординаты эпюр — в Н·м и Н.

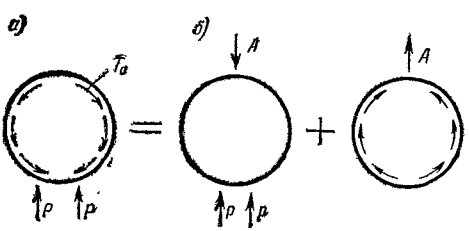
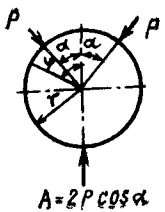
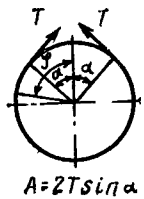
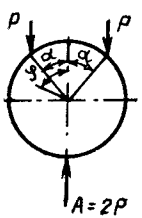
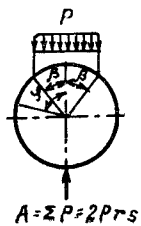
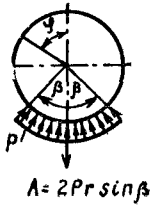
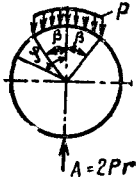
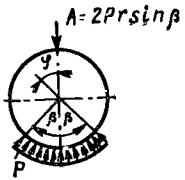
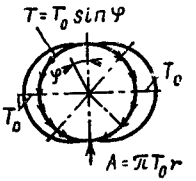
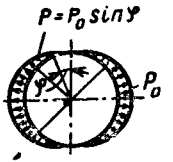
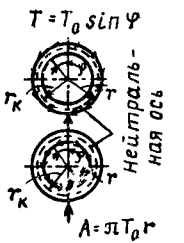


Рис. 24.34. Схема расчета опорного шпангоута
а — заданная система, *б* — основная система

Таблица 24.16. **Усилия в кольцах от внешней нагрузки**

Расчетная схема	Расчетные усилия	Расчетная схема	Расчетные усилия
а) 	$0 \leqslant \varphi \leqslant \alpha$; $M^0 = \left[\frac{1+\cos\alpha}{\pi} - \frac{(\pi-\alpha)}{\pi}\sin\alpha\cos\varphi\right]Pr$	б) 	$0 \leqslant \varphi \leqslant \alpha$; $M^0 = \frac{Tr}{\pi}\{\pi-\alpha-\sin\alpha-[(\pi-\alpha)\cos\alpha+\sin\alpha]\cos\varphi\}$
	$\alpha \leqslant \varphi \leqslant \pi$, $M^0 = \left(\frac{1+\cos\alpha}{\pi} + \frac{\alpha}{\pi}\sin\alpha\cos\varphi - \cos\alpha\sin\varphi\right)Pr$		$\alpha \leqslant \varphi \leqslant \pi$, $M^0 = -\frac{Tr}{\pi}[\sin\alpha+\alpha+(\sin\alpha-\alpha\cos\alpha)\cos\varphi-\pi\sin\alpha\sin\varphi]$
	$0 \leqslant \varphi \leqslant \alpha$; $N^0 = -\frac{(\pi-\alpha)}{\pi}\sin\alpha\cos\varphi P$		$0 \leqslant \varphi \leqslant \alpha$; $N^0 = -\frac{T}{\pi}[(\pi-\alpha)\cos\alpha+\sin\alpha]\cos\varphi$
	$\alpha \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $N^0 = \left(\frac{\alpha}{\pi}\sin\alpha\cos\varphi - \cos\alpha\sin\varphi\right)P$		$\alpha \leqslant \varphi \leqslant \pi$, $N^0 = \frac{T}{\pi}[\pi\sin\alpha\sin\varphi-(\sin\alpha-\alpha\cos\alpha)\cos\varphi]$
	$0 \leqslant \varphi \leqslant \alpha$, $Q^0 = \frac{(\pi-\alpha)}{\pi}\sin\alpha\sin\varphi P$		$0 \leqslant \varphi \leqslant \alpha$, $Q^0 = \frac{T}{\pi}[(\pi-\alpha)\cos\alpha+\sin\alpha]\sin\varphi$
	$\alpha \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $Q^0 = -\left(\frac{\alpha}{\pi}\sin\alpha\sin\varphi + \cos\alpha\cos\varphi\right)P$		$\alpha \leqslant \varphi \leqslant \pi$, $Q^0 = \frac{T}{\pi}[(\sin\alpha-\alpha\cos\alpha)\sin\varphi+\pi\sin\alpha\cos\varphi]$
в) 	$0 \leqslant \varphi \leqslant \alpha$; $M^0 = \frac{Pr}{\pi}\left[1+\cos\alpha-(\pi-\alpha)\sin\alpha+\sin^2\alpha\cos\varphi\right]$	г) 	$0 \leqslant \varphi \leqslant \beta$; $M^0 = \frac{Rr^2}{\pi}\left[\frac{3}{8}\sin2\beta+\frac{\beta}{4}+\sin\beta-(\pi-\beta)\frac{\sin^2\beta}{2}+\frac{\sin^2\beta}{3}\cos\varphi-\frac{\pi\sin^2\varphi}{2}\right]$
	$\alpha \leqslant \varphi \leqslant \pi$, $M^0 = \frac{Pr}{\pi}\left(1+\cos\alpha+\alpha\sin\alpha+\sin^2\alpha\cos\varphi-\pi\sin\varphi\right)$		$\beta \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $M^0 = \frac{Pr^2}{\pi}\left(\frac{3}{8}\sin2\beta+\frac{\beta}{4}+\sin\beta+\beta\frac{\sin^2\beta}{2}+\frac{\sin^2\beta\cos\varphi}{3}-\pi\sin\beta\sin\varphi\right)$

Расчетная схема	Расчетные усилия	Расчетная схема	Расчетные усилия
	$0 \leqslant \varphi \leqslant \alpha$; $N^0 = \frac{P \sin^2 \alpha}{\pi} \cos \varphi$		$0 \leqslant \varphi \leqslant \beta$; $N^0 = \frac{Pr}{\pi}\left(\frac{\sin^3 \beta}{3} \cos \varphi - \pi \sin^2 \varphi\right)$
	$\alpha \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $N^0 = \frac{P}{\pi}(\sin^2 \alpha \cos \varphi - \pi \sin \varphi)$		$\beta \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $N^0 = \frac{Pr}{\pi}\left(\frac{\sin^3 \beta}{3} \cos \varphi - \pi \sin \beta \sin \varphi\right)$
	$0 \leqslant \varphi \leqslant \alpha$; $Q^0 = -\frac{P}{\pi} \sin^2 \alpha \sin \varphi$		$0 \leqslant \varphi \leqslant \beta$; $Q^0 = -\frac{Pr}{\pi}\left(\frac{\sin^3 \beta}{3} \sin \varphi + \pi \sin \varphi \cos \varphi\right)$
	$\alpha \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $Q^0 = -\frac{P}{\pi}(\sin^2 \alpha \sin \varphi + \pi \cos \varphi)$		$\beta \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $Q^0 = -\frac{Pr}{\pi}\left(\frac{\sin^3 \beta}{3} \sin \varphi + \pi \sin \beta \cos \varphi\right)$
д) 	$0 \leqslant \varphi \leqslant (\pi - \beta)$; $M^0 = \frac{Pr^2}{\pi}[\beta - \sin\beta + (\beta\cos\beta - \sin\beta)\cos\varphi]$	е)  P — погонная нагрузка	$0 \leqslant \varphi \leqslant \beta$; $M^0 = \frac{Pr^2}{\pi}\left[2\sin\beta + (\pi - \beta)\cos\beta + \beta - \left(\pi - \frac{\beta}{2}\right)\cos\varphi - \frac{\sin 2\beta \cos\varphi}{4} + \pi\varphi \sin\varphi\right]$
	$(\pi - \beta) \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $M^0 = \frac{Pr^2}{\pi}[\beta - \sin\beta - \pi + (\beta\cos\beta - \sin\beta - \pi\cos\beta)\cos\varphi + \pi\sin\beta\sin\varphi]$		$\beta \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $M^0 = \frac{Pr^2}{\pi}\left[2\sin\beta - \beta\left(\cos\beta - 1 - \frac{\cos\varphi}{2} + \pi\sin\varphi\right) - \frac{\sin 2\beta \cos\varphi}{4}\right]$
	$0 \leqslant \varphi \leqslant (\pi - \beta)$, $N^0 = \frac{Pr}{\pi}(\beta\cos\beta - \sin\beta)\cos\varphi$		$0 \leqslant \varphi \leqslant \beta$; $N^0 = Pr\left[\left(\beta - \frac{\sin 2\beta}{2}\right)\frac{\cos\varphi}{2\pi} - \varphi\sin\varphi\right]$
	$(\pi - \beta) \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $N^0 = \frac{Pr}{\pi}[(\beta\cos\beta - \sin\beta - \pi\cos\beta)\cos\varphi + \pi\sin\beta\sin\varphi - \pi]$		$\beta \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $N^0 = Pr\left[\left(\beta - \frac{\sin 2\beta}{2}\right)\frac{\cos\beta}{2\pi} - \beta\sin\varphi\right]$

	$0 \leqslant \varphi \leqslant (\pi-\beta)$; $Q^0 = -\frac{Pr}{\pi}(\beta\cos\beta - \sin\beta)\sin\varphi$ $(\pi-\beta) \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $Q^0 = \frac{Pr}{\pi}[\pi\sin\beta\cos\varphi - (\beta\cos\beta - \sin\beta - \pi\cos\beta)\sin\varphi]$		$0 \leqslant \varphi \leqslant \beta$; $Q^0 = \frac{Pr}{\pi}\left(\frac{\sin 2\beta\sin\varphi}{4} - \frac{\beta}{2}\right)\sin\varphi - \pi\varphi\cos\varphi$ $\beta \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $Q^0 = \frac{Pr}{\pi}\left(\frac{\sin 2\beta\sin\varphi}{4} - \frac{\beta}{2}\sin\varphi - \pi\beta\cos\varphi\right)$
ж)  P — погонная нагрузка	$0 \leqslant \varphi \leqslant (\pi-\beta)$; $M^0 = \frac{Pr^2}{\pi}[\sin\beta + \beta + (\beta\cos\beta - \sin\beta)\cos\varphi - \pi\sin\varphi\sin\beta]$	з) 	$0 \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $M^0 = T_0 r^2\left(\frac{1}{2} - \frac{\cos\varphi}{4} - \frac{\varphi\sin\varphi}{2}\right)$; $N^0 = T_0 r\left(\frac{3}{4}\cos\varphi - \frac{\varphi\sin\varphi}{2}\right)$; $Q^0 = -T_0 r\left(\frac{\sin\varphi}{4} + \varphi\frac{\cos\varphi}{2}\right)$
	$(\pi-\beta) \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $M^0 = \frac{Pr^2}{\pi}[\sin\beta - (\pi-\beta)(1+\cos\beta\cos\varphi) - \sin\beta\cos\varphi]$		
	$0 \leqslant \varphi \leqslant (\pi-\beta)$; $N^0 = \frac{Pr}{\pi}[(\beta\cos\beta - \sin\beta)\cos\varphi - \pi\sin\beta\sin\varphi]$	н) 	$0 \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $M^0 = \left[\frac{\sin\varphi}{2} + \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\cos\varphi - \frac{2}{\pi}\right]P_0 r^2$; $N^0 = \left[\frac{\sin\varphi}{2} + \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\cos\varphi\right]P_0 r$; $Q^0 = -\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\sin\varphi\, P_0 r$
	$(\pi-\beta) \leqslant \varphi \leqslant \pi$, $N^0 = \frac{Pr}{\pi}[(\beta\cos\beta - \sin\beta - \pi\cos\beta)\cos\varphi - \pi]$		
	$0 \leqslant \varphi \leqslant (\pi-\beta)$; $Q^0 = -\frac{Pr}{\pi}[(\beta\cos\ - \sin\beta)\sin\varphi + \pi\sin\beta\cos\varphi]$	к) 	$0 \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $M^0 = T_0 r_к r\left(\frac{1}{2} - \frac{\cos\varphi}{4} - \frac{\varphi\sin\varphi}{2}\right)$; $N^0 = T_0 r\left[\left(\frac{r_к}{r} - \frac{1}{4}\right)\cos\varphi - \frac{\varphi\sin\varphi}{2}\right]$; $Q^0 = -T_0 r\left[\left(\frac{r}{r_к} - \frac{3}{4}\right)\sin\varphi + \frac{\varphi\cos\varphi}{2}\right]$
	$(\pi-\beta) \leqslant \varphi \leqslant \pi$; $Q^0 = \frac{Pr}{\pi}[(\pi-\beta)\cos\beta + \sin\beta]\sin\varphi$		

Фактические усилия в кольцевом ребре (шпангоуте) при иных параметрах определяются по формулам

$$M = \overline{M}DA; \qquad N = \overline{N}A; \quad Q = \overline{Q}A, \tag{24.20}$$

где $\overline{M}$, $\overline{N}$, $\overline{Q}$ — усилия по эпюрам рис 24 36; D— диаметр трубопровода, м, A — суммарная опорная реакция, Н.

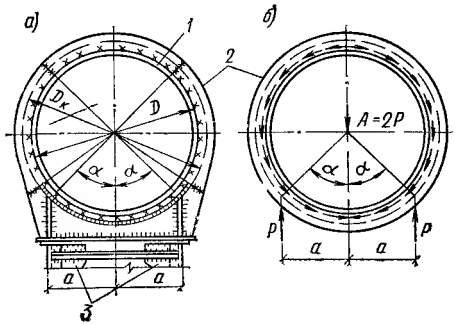


Рис. 24.35. Схемы опорного шпангоута

а — конструктивная; *б* — расчетная, *1* — оболочка трубопровода; *2* — шпангоут; *3* — ветви опор

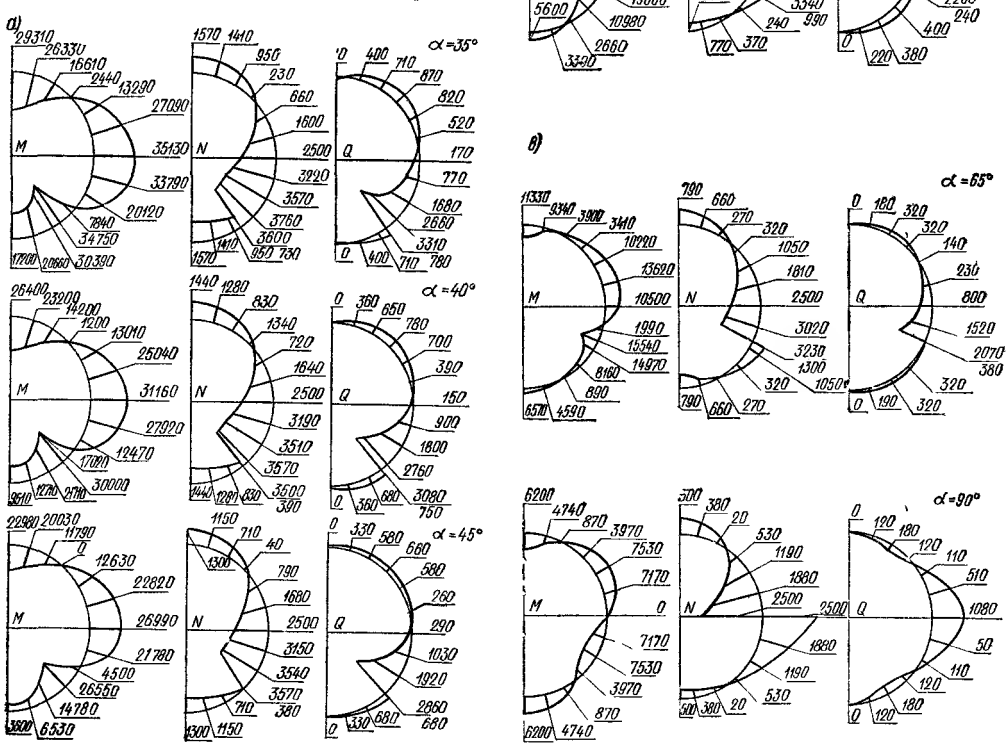


Рис. 24.36. Эпюры усилий, M, N и Q в опорном шпангоуте

а — при α=35... 45°; *б* — при α=50... 60°; *в* — при α=65 . 90°

По полученным усилиям M, N и Q определяется сечение кольцевого ребра.

Опорные ребра привариваются к трубе двумя сплошными угловыми швами высотой, равной толщине стенки трубы. Поясные швы тавровых ребер следует принимать по расчету. Конструктивные швы обычно принимаются по табл 24.17 в зависимости от толщины вертикального элемента ребра.

Таблица 24.17. **Размеры швов приварки опорных ребер**

$\delta_р$, мм	8	10	12	14	16	20	25
$h_ш$, мм	5	6	8	9	10	12	16

Д. Расчет дисковых компенсаторов. Основными параметрами, характеризующими дисковые компенсаторы, являются: а) величина компенсирующей способности; б) усилие распора от температурных деформаций; в) усилие распора от внутреннего давления газовой среды. Расчетное значение суммарного отпора компенсатора складывается из температурного отпора P_t и распора от внутреннего давления газовой среды $P_р$.

Под максимальной компенсирующей способностью компенсатора понимается двухстороннее изменение его длины, допустимое по условиям прочности компенсатора (под действием сжимающих или растягивающих сил), по сравнению с его длиной в ненапряженном состоянии. Компенсирующая способность одной волны дискового компенсатора

$$\Lambda' = 0{,}0075\,\frac{RD^2}{E\delta}\,\xi, \qquad (24.21)$$

где R — расчетное сопротивление материала, МПа, E — модуль упругости, МПа; D — диаметр трубопровода, м; δ — толщина стенки компенсатора, м; ξ — коэффициент, определяемый по табл. 24.18 и зависящий от отношения $\psi = D/D_к$ (где $D_к$ — диаметр компенсатора).

Таблица 24.18. **Данные для расчета дискового компенсатора**

D, мм	$D_к$, мм	ψ	ξ	ω	Расчетные формулы
620	1620	0,375	18,05	2,04	$\psi = \frac{D}{D_к}$; $\xi = \frac{6{,}9}{1-\psi}\left(\frac{1-\psi^2}{\psi^2} - \frac{4t^2n\psi}{1-\psi^2}\right)$; $\omega = \frac{\pi}{12}\,\frac{(1-\psi)(1+2\psi)}{\psi^2}$
720	1720	0,412	12,17	1,65	
820	1820	0,444	9,75	1,39	
920	1920	0,474	7,57	1,19	
1020	2020	0,500	6,04	1,05	
1120	2120	0,524	4,92	0,93	
1220	2220	0,545	4,09	0,84	
1320	2320	0,565	3,44	0,76	
1420	2420	0,583	2,92	0,7	
1520	2520	0,6	2,53	0,64	
1620	2620	0,615	2,2	0,59	
1720	2720	0,63	1,94	0,55	
1820	2820	0,643	1,71	0,52	
2020	3020	0,687	1,38	0,46	
2220	3220	0,688	1,12	0,41	
2420	3420	0,706	0,93	0,37	
2520	3520	0,714	0,86	0,36	
2620	3620	0,722	0,79	0,34	
2820	3820	0,737	0,66	0,31	
3020	4020	0,75	0,59	0,29	
3220	4220	0,762	0,51	0,25	
3500	4500	0,778	0,43	0,24	

Компенсирующая способность многоволнового компенсатора определяется как сумма компенсирующих способностей всех волн. Жесткость волны компенсатора (отпор одной волны при изменении ее длины на 1 см) определяется по формуле

$$P_t = 0{,}524\,\frac{E\delta^3}{\xi\,(1-\psi)\,D^2}. \qquad (24.22)$$

Температурный распор многоволнового компенсатора определяется по формуле

$$P = P_t\,\frac{\Delta l}{z}\,n, \qquad (24.23)$$

где n — коэффициент перегрузки; z — число волн; $\Delta l = \alpha L\,\Delta t^н$ — наибольшее по условиям работы изменение длины компенсатора по сравнению с его длиной в ненапряженном состоянии в момент замыкания; L — расстояние между неподвижными опорами на участке, где установлен компенсатор; $\Delta t^н$ — температурный перепад, определяемый: а) для компенсаторов, устанавливаемых без предварительной растяжки (обжатия), — как нормативный технологический или сезонный перепад температур (по п. 24.3.1); б) для компенсаторов, устанавливаемых с предварительной растяжкой (обжатием) по формуле

$$\Delta t^н = \frac{t_{макс} - t_{мин}}{2}, \qquad (24.24)$$

где $t_{макс}$ и $t_{мин}$ определяются по п. 24.3.1. Число волн компенсаторов определяется по формуле

$$z = (\Delta l)/\Lambda$$

с округлением до целого числа.

Здесь $\Lambda = k\Lambda'$ — полезная компенсирующая способность компенсатора $k = 1/2 \ldots 1/3$. Величина предварительной растяжки (+) или обжатия (—) компенсатора в зависимости от температуры замыкания определяется по формуле

$$\lambda = \alpha L\,(t_{зам} - t_0); \qquad (24.25)$$

$t_0 = (t_{макс} + t_{мин}) : 2$ — температура, при которой не требуется растяжка компенсатора.

В табл. 24.19 приведена предварительная деформация компенсаторов в зависимости от температуры замыкания.

Таблица 24.19. **Предварительные деформации компенсаторов**

Температура замыкания	Растяжение	Сжатие	Температура замыкания	Растяжение	Сжатие
—40	0,5	—	+10	—	0,125
—30	0,375	—	+20	—	0,25
—20	0,25	—	+30	—	0,375
—10	0,125	—	+40	—	0,5

Распор компенсатора от внутреннего давления газовой среды не зависит от числа волн компенсатора и определяется по формуле

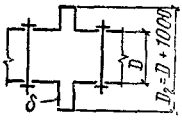
$$P_p = pD^2\omega, \qquad (24.26)$$

где p — расчетное давление газовой среды; ω — коэффициент, зависящий от ψ, определяется по табл. 24.18.

Оптимальным компенсатором минимального суммарного отпора является компенсатор с диаметром $D_к = D + (0{,}7...0{,}9)$ м. В табл. 24.20 приведены расчетные параметры дисковых компенсаторов

Таблица 24.20. Характеристика дисковых компенсаторов

$D_н$, мм	Компенсирующая способность одной волны λ, см, при толщине стенки δ, мм			Усилие сжатия одной волны на 1 см P_f кН, при толщине стенки, мм			Усилие давления на диск волны	Давление на заглушку
	4	5	6	4	5	6	кН	
630	4,1	3,2	2,7	1,73	3,38	5,85	14,65	6,2
720	4	3,2	2,6	1,88	3,68	6,36	16,21	8,1
820	3,9	3,1	2,6	2,03	3,96	6,85	17,84	10,5
920	3,8	3,1	2,6	2,18	4,26	7,37	19,32	13,2
1020	3,8	3	2,5	2,33	4,55	7,87	20,94	16
1120	5,5	4,5	3,7	2,48	4,85	8,38	22,48	19,55
1220	5,5	4,5	3,7	2,62	5,13	8,86	24,13	23,22
1320	5,5	4,4	3,7	2,79	5,44	9,62	25,69	27
1420	5,4	4,3	3,6	2,95	5,75	9,94	27,24	31,5
1520	5,4	4,3	3,6	3,09	6,03	10,42	28,8	35,2
1620	5,3	4,2	3,5	3,24	6,33	10,94	30,41	41
1720	5,3	4,2	3,5	3,4	6,63	11,46	31,85	46,3
1820	5,2	4,1	3,5	3,56	6,90	12,03	33,5	51,9
2020	5,2	4,1	3,5	3,84	7,51	12,97	36,56	63,6
2220	5,1	4,1	3,4	4,18	8,17	14,11	39,69	77
2420	5	4	3,4	4,46	8,72	15,07	42,85	91,5
2520	5	4	3,4	4,6	8,98	15,51	44,5	99
2620	5	4	3,4	4,75	9,27	16,02	46,1	107
2820	4,9	3,9	3,3	5,17	10,09	17,43	49,08	124
3020	4,9	3,9	3,3	5,32	10,39	17,96	52,38	142,5
3220	4,9	3,9	3,3	5,65	11,04	19,07	55,5	161
3520	4,9	3,9	3,3	6,05	11,84	20,46	60,03	194,3



Примечания: 1. Усилия давления на диск волны и заглушку определены при давлении 20 кПа

2. Дана полезная компенсирующая способность, равная 1/2—1/3 полной компенсирующей способности.

Расчетная величина отпора сальникового компенсатора при перемещениях трубопровода определяется по формуле

$$P = F p_н \mu, \qquad (24.27)$$

где $F = \pi D c$ — площадь поверхности трения; c — длина сальника; $p_н$ — давление в набивке сальника, определяемое как среднее арифметическое между внутренним давлением газовой среды и усилием затяжки P_1, не превышающем $3P$, т. е. $P_н = 2P$; μ — коэффициент трения [$\mu = 0{,}1$ — при нормальной эксплуатации, $\mu = 0{,}5$ — при нарушении режима эксплуатации (перекос сальника, обмерзание набивки и т. п.)]

Е. Расчет трубопроводных систем на самокомпенсацию. Под самокомпенсацией трубопроводов понимается использование гибкости естественной трассы. Самокомпенсация достигается выбором для трубопровода такой трассы, при которой температурные удлинения отдельных участков его будут восприниматься деформациями изгиба и кручения других участков, составляющих некоторый угол к данному участку.

Участок трубопроводной трассы, рассчитываемый на самокомпенсацию, рассматривается как геометрически неизменяемая, разветвленная, стержневая, статически неопределимая система. Основная задача расчета формулируется следующим образом: по заданным геометрической схеме, фактическим жесткостям элементов и опорных закреплений, по перепаду температур определить усилия и деформации системы. В результате расчета определяются усилия в элементах трубопровода и реакции опорных закреплений, являющиеся нагрузками на опоры. Для криволинейных (при $\lambda = 0{,}3$) участков нефутерованных трубопроводов (колен) следует учитывать коэффициенты уменьшения жесткости $K_ж$ и увеличения напряжений $m_к$, определяемые по формулам:

$$k_ж = \lambda / 1{,}65; \qquad m_к = 0{,}9/\lambda^{2/3}, \qquad (24.28)$$

где $\lambda = (\delta l)/r^2$; δ — толщина стенки колена, см; r — средний радиус трубы, см; l — радиус изгиба колена, см (рис. 24.37). Коэффициенты учитываются на всей длине $l_к$ криволинейного участка трубопровода (между точками A и B). Длина криволинейного участка $l_к = \varphi l$ (φ — угол поворота, рад).

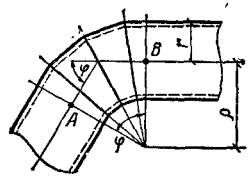


Рис. 24.37. Расчетные параметры колена трубы

Для трубопроводов с внутренним давлением более 30 кПа следует учитывать уменьшение коэффициента $k_ж$ в соответствии с СН 373-67.

Расчет систем на самокомпенсацию под воздействием перепада температур следует производить на ЭВМ по программам расчета стержневых систем (например, программа МАРСС-105 для ЭВМ «Минск-22»).

В соответствии с приведенной в табл. 24.3 классификацией опор на рис. 24.38 показаны характеристики кинематических связей, накладываемых опорой на трубопровод[1]. Фактическая жесткость (податливость) каждой из связей определяется в зависимости от геометрических характеристик опоры.

Ж. Пример расчета трубопровода. Определить нормальные напряжения σ_x и σ_s в сечениях оболочки трубопровода с относительными координатами $\lambda = 0$ и $\lambda = 5{,}9$ ($x = 0$ и $x = 7{,}1$ м). Труба $D = 2420$ мм; $t = 6$ мм; пролет $L = 28{,}4$ м. Нагрузка: заполнение конденсатом плотностью $\gamma = 1$ т/м³ (нагрузка по длине 8850 Н/м) до уровня, соответствующего резкому нарушению ре-

[1] Разработаны инж. Г. Б. Вексиером.

Опора	Схема: Конструктивная	Схема: расчетная	Накладываемые связи: x	y	z	φ_x	φ_y	φ_z
Маятниковая			0	0	0	≠0	≠0	≠0
			0	0	0	≠0	≠0	≠0
Плоская			0	0	0	≠0	0	≠0
			0	0	0	≠0	0	≠0
Пространственная			0	0	0	≠0	0	0
			0	0	0	0	0	0
			0	0	0	0	0	0
			0	0	0	0	0	0
Подвеска			0	0	0	≠0	≠0	≠0
			0	0	0	≠0	≠0	≠0
			0	0	0	≠0	≠0	≠0
			0	0	0	≠0	≠0	≠0

Рис. 24.38. Схемы опор и кинематических связей

жима эксплуатации Собственная масса трубы не учитывается по малости. Вспомогательные данные:

$$\lambda = l/r = 1420/120 = 11{,}8;$$

$$\psi = -0{,}147\Phi_2 = -0{,}147\gamma r^3.$$

1 *Основное состояние*

а) Изгибающие моменты в кольцевом направлении M_s^0 в основном состоянии не зависят от координаты λ.

На рис 24 39 приведена эпюра M_s^0, ординаты которой взяты из табл. 24 14. Эта эпюра и последующие построены со стороны растянутых волокон Положительный момент уменьшает кривизну оболочки.

б) Продольные нормальные напряжения основного состояния определяются как в однопролетной балке кольцевого сечения

$$\lambda = 0:$$

$$M_z = \frac{qL^2}{8} = \frac{88{,}5\cdot 2840^2}{8} = 9\cdot 10^7 \text{ Н}\cdot\text{см};$$

$$\sigma_x^0 = \pm\frac{M_z\cos\beta}{\pi R^2 t} = \pm\frac{9\cdot 10^7\cdot\cos\beta}{3{,}14\cdot 120^2\cdot 0{,}6}\times$$

$$\times\frac{H}{\text{см}} = \pm 33{,}2\cos\beta \text{ МПа};$$

$$\lambda = 0{,}5:$$

$$M_z = \frac{qL^2}{8} - \frac{qL^2}{32} = \frac{88{,}5\cdot 2840^2\cdot 3}{32} =$$

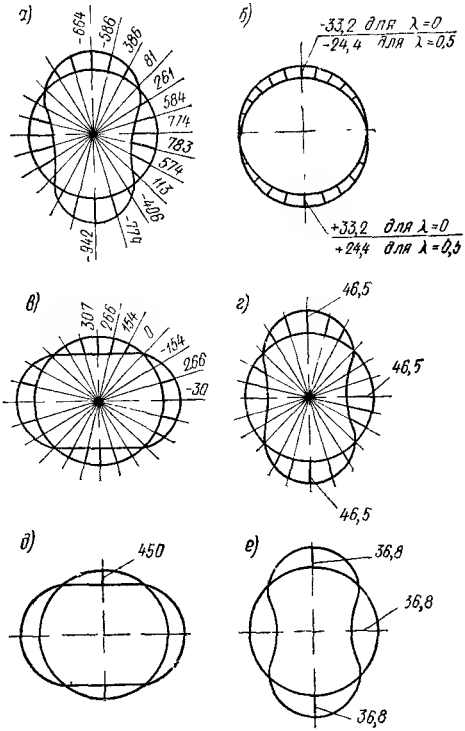


Рис. 24.39. Эпюры усилий и напряжений в кольцевых сечениях трубопровода

а — эпюра M_s^0; *б* — эпюра σ_x^0, *в* — эпюра M_s ($\lambda=0$); *г* — эпюра σ_x ($\lambda=0$); *д* — эпюра M_s ($\lambda=0{,}5$); *е* — эпюра σ_x ($\lambda=0{,}5$)

$$= 6{,}7\cdot 10^7 \text{ Н·см};$$

$$\sigma_x^0 = \pm\frac{M_z\cos\beta}{\pi R^2 t} = \pm\frac{6{,}7\cdot 10^7\cos\beta}{3{,}14\cdot 120^2\cdot 0{,}6}\times$$

$$\times H/\text{см} = \pm 24{,}4\cos\beta \text{ МПа}.$$

2. *Дополнительное состояние*

Коэффициенты A_x, B_x, C_x и D_x определяются по табл. 8.4 [16] в зависимости от аргумента ξ:

$$\xi = \psi_2 x = 1{,}316\lambda\sqrt{\mu};$$

$$\lambda = 0\ (x = 0); \quad \lambda_l = 11{,}8;$$

$$\psi_2 x = 0; \quad \psi_2 l = 1{,}316\cdot 11{,}8\sqrt{\frac{0{,}6}{120}} = 1{,}1;$$

$$A_x = 1; \quad A_l = 0{,}7568;$$

$$C_x = 0; \quad C_l = 0{,}5952.$$

$$K_3 = \frac{0{,}7568}{0{,}7568^2 + 4\cdot 0{,}5952} = 0{,}38;$$

$$K_1 = \frac{0{,}5952}{0{,}7568^2 + 4\cdot 0{,}5952} = -0{,}299;$$

$$\overline{M}_s = -0{,}318\cdot 120^3\cdot 10^{-3}(-0{,}147)\times$$

$$\times 0{,}38\cos 2\beta = 307\cos 2\beta \text{ Н·см};$$

$$\bar{\sigma}_x = 2{,}205\frac{1}{0{,}6^2}120^3\cdot 10^{-3}(-0{,}147)\times$$

$$\times(-0{,}299)\cos 2\beta = 46{,}5\cos 2\beta \text{ МПа},$$

$$\lambda = 0{,}5\ (x = 710 \text{ см});$$

$$\psi_2 x = 1{,}316\cdot 5{,}9\sqrt{\frac{0{,}6}{120}} = 0{,}55;$$

$$\psi_2 l = 1{,}1;$$

$$A_x = 0{,}9847; \quad A_l = 0{,}7568;$$

$$C_x = 0{,}1511; \quad C_l = 0{,}5952,$$

$$K_1 = \frac{0{,}7568\cdot 0{,}1511 - 0{,}5952\cdot 0{,}9847}{0{,}7568^2 + 4\cdot 0{,}5952} =$$

$$= -0{,}237;$$

$$K_3 = \frac{0{,}7568\cdot 0{,}9847 + 4\cdot 0{,}1511\cdot 0{,}5952}{0{,}7568^2 + 4\cdot 0{,}5952} =$$

$$= 0{,}5553;$$

$$\overline{M}_s = -0{,}318\cdot 120^3\cdot 10^{-3}(-0{,}147)\,0{,}555 =$$

$$= 450\cos 2\beta \text{ Н·см};$$

$$\bar{\sigma}_s = 2{,}205\frac{1}{0{,}6^2}120^3\cdot 10^{-3}(-0{,}147)\times$$

$$\times(-0{,}237) = 368\,2\beta \text{ МПа}.$$

Суммарные напряжения

1. Продольные нормальные напряжения:

$\lambda = 0$: в точке $\beta = 0$, $\sigma_x = -33{,}2 + 46{,}5 = 13{,}3$ МПа

$\lambda = 0$: в точке $\beta = \frac{\pi}{2}$ $\sigma_x = 0 - 46{,}5 = -46{,}5$ МПа

$\lambda = 0$: в точке $\beta = \pi$ $\sigma_x = +33{,}2 + 46{,}5 = 79{,}7$ МПа

$\lambda = 5{,}9$: в точке $\beta = 0$ $\sigma_x = -24{,}4 + 36{,}8 = 12{,}4$ МПа

$\lambda = 5{,}9$: в точке $\beta = \frac{\pi}{2}$ $\sigma_x = 0 + 36{,}8 = 36{,}8$ МПа

$\lambda = 5{,}9$: в точке $\beta = \pi$ $\sigma_x = +24{,}4 + 36{,}8 = 61{,}2$ МПа

2. Нормальные напряжения от изгиба оболочки в кольцевом направлении

$\lambda = 0$: в точке $\beta = 0$

$$\sigma_s = \pm\frac{6(-664 + 307)}{0{,}36} = \pm 59{,}5 \text{ МПа}$$

$\lambda = 0$: в точке $\beta = \frac{\pi}{2}$

$$\sigma_s = \frac{6(774 - 307)}{0{,}36} = \pm 77{,}8 \text{ МПа}$$

$\lambda = 0$: в точке $\beta = \pi$

$$\sigma_s = \frac{6(-942+307)}{0{,}36} = \pm 106 \text{ МПа}$$

$$\lambda = 5{,}9 \text{: в точке } \beta = 0$$

$$\sigma_s = \pm 6(-664+450) = \pm 35{,}7 \text{ МПа}$$

$$\lambda = 5{,}9 \text{: в точке } \beta = \frac{\pi}{2}$$

$$\sigma_s = \pm 6(774-450)\,0{,}36 = \pm 54 \text{ МПа}$$

$$\lambda = 5{,}9 \text{: в точке } \beta = \pi$$

$$\sigma_s = \pm 6(-942+450)\,0{,}36 = \pm 82 \text{ МПа}$$

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Графский И. Ю., Данилов М. П., Дюков А. А.** и др. Аэродинамические коэффициенты для пакетов труб промышленного назначения. — Строительство трубопроводов, 1973, № 2.

2. **Иммерман А. Г.** Расчет ортотропной круговой оболочки на поперечную нагрузку. — В сб.. Расчет пространственных конструкций, М., Госстройиздат, 1956.

3. **Камерштейн А. Г., Рождественский В. В., Ручимский М. Н.** Расчет трубопроводов на прочность (справочная книга). М., Гостоптехиздат, 1963

4. **Кан С. Н.** Строительная механика оболочек. М., Машиностроение, 1960.

5. **Клыков В. М.** Исследование работы опорных колец трубопроводов большого диаметра.— Изв. вузов «Строительство и архитектура», 1958, № 3.

6. **Лессиг Е. Н.** Расчет на поперечные нагрузки замкнутых круговых цилиндрических оболочек. Сб трудов МИСИ, № 5, 1947.

7. **Лессиг Е. Н.** К вопросу о расчете на поперечные нагрузки стальных надземных газопроводов большого диаметра лежащих на отдельных опорах. — Изв. вузов «Строительство и архитектура», 1959, № 1.

8. **Лессиг Е. Н., Лилеев А. Ф., Сохолов А. Г.** Листовые металлические конструкции. М., Госстройиздат, 1970.

9. **Любин А. Е., Сафронков В. Ф.** Расчет опорных колец жесткости трубопроводов большого диаметра. — Строительство трубопроводов. 1969, № 2.

10. **Любин А. Е.** О предельном состоянии изгибаемых трубопроводов низкого давления. — Строительная механика и расчет сооружений. 1972, № 2.

11. **Любин А. Е.** Исследование оптимального шага опор трубопроводов. — Строительство трубопроводов, 1972, № 3.

12. **Миллер В. Я., Корчагин В. А., Толоконников В. Г.** Стальные конструкции комплекса доменной печи и газоочистки. М., Госстройиздат, 1965.

13. **Петров И. П., Спиридонов В. В.** Надземные трубопроводы. М., Недра, 1964.

14 **Ручимский М. Н.** Расчет надземных трубопроводов на прочность. — Строительная механика и расчет сооружений, 1959, № 1.

15. Справочник проектировщика. Металлические конструкции промышленных зданий и сооружений. Под ред. проф. Н. П. Мельникова. М Госстройиздат, 1962.

16. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. М., Госстройиздат, 1960.

17. Указания по определению нагрузок на отдельно стоящие опоры и эстакады под трубопроводы М., Госстройиздат, 1973.

18. **Юргенсон Х.** Гибкость и прочность трубопроводов. Пер. с нем. М., Госэнергоиздат, 1950.

РАЗДЕЛ V
МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ АНТЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ[1]

ГЛАВА 25. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

25.1. СОВРЕМЕННЫЕ ВИДЫ АНТЕННЫХ УСТРОЙСТВ И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ

Антенное устройство состоит из: а) приемо-передающего комплекса; б) фидерных трактов и облучающих устройств; в) собственно антенны, если ею является устройство, или антенн, устанавливаемых на специальных опорах с механизмами спуска и подъема; г) опорно-поворотных устройств или механизмов, позволяющих перемещать антенные устройства; д) приводов, приводящих в движение антенные устройства, и автоматических устройств, управляющих их движением; е) строительной части (фундаментов или опорных зданий, кабин, лифтов, лестниц, ограждений и др.).

Здесь рассматриваются лишь конструкции, указанные в п. «в» и, частично, в пп. «г», «е».

Классификация антенных устройств устанавливается по следующим признакам: назначению; характеру силовых воздействий; конструктивному типу (табл. 25.1). Технологические параметры антенных устройств соответствуют их назначению (табл. 25.2).

Существенным фактором, определяющим конструктивные особенности антенного сооружения, является степень функциональности конструкций, т. е. уровень участия собственно конструкции в процессе формирования и передачи (приема) энергии. В табл. 25.3 приведена классификация инженерных конструкций антенн, сообразуясь с объединением или разделением радиотехнических и механических функций антенн.

25.2. ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К МЕТАЛЛИЧЕСКИМ КОНСТРУКЦИЯМ АНТЕННЫХ УСТРОЙСТВ

Специфическими требованиями, предъявляемыми к металлическим конструкциям антенных устройств, являются:

А. Создание таких конструктивных форм, при которых метеорологические, гравитационные и температурные воздействия минимальны.

Б. Ограничение деформаций (линейных и угловых) конструкций, возникающих при их возведении и в процессе эксплуатации при определенных режимах работы.

Максимальное линейное отклонение фактической формы элементов антенного устройства от теоретической по нормали к ней обычно не должно превышать $\Delta N_{макс} \leqslant k_\lambda \lambda$, где λ — длина волны, на которой работает антенное устройство; k_λ — коэффициент, характеризующий порядок отклонения (в долях от λ), при котором еще не возникает существенного снижения эффективности работы антенного устройства. В первом приближении можно принимать $k_\lambda = {}^1/_{10} \ldots {}^1/_{16}$.

Таблица 25.1. **Классификация антенных устройств**

По назначению	По характеру силовых воздействий	По конструктивному типу
Радиовещание*	Метеорологические** (ветер, обледенение, снег, температура)	Опоры: башни, мачты, комбинированные решения
Телевидение	Сейсмические	Системы
Релейная связь*		
Навигация*		
Локация*	Гравитационные***	Параболические полноповоротные антенны
	Инерционные***	Специальные полноповоротные или частично вращающиеся антенны
	Взрывные**	Устройства для поддержания антенных структур

* Выполняются стационарными и перевозными.

** При помещении антенны в радиопрозрачное укрытие она испытывает эти воздействия лишь частично.

*** Имеют особое значение для подвижных, особенно полностью поворотных, антенн.

[1] С целью сокращения объема в разделе помещены преимущественно новые данные, связанные с развитием области и изменением нормативных материалов. Поэтому следует помимо данного раздела использовать соответствующие разделы Справочника проектировщика «Металлические конструкции промышленных зданий и сооружений». М., Стройиздат, 1962. Список литературы по гл. 25 и 26 дан в конце гл. 26.

Таблица 25.2. **Технологические параметры антенных устройств, соответствующие их назначению**

Антенна	Используемый диапазон волн, м		Ширина диаграммы направленности		Дальность передачи, км	Примечание
	мин.	макс.	мин.	макс.		
Радиопередающая	10	$3\cdot10^4$	10″	360°	20 000	Может быть механически вращающейся по азимуту
Телевизионная: передающая	0,3	6	—	360°	30—100*	—
для связи через спутники	0,05	0,3	6′	1,5°	—	—
Радиорелейная линия: прямой видимости	0,03	1	0,5°	20°	40—70*	—
тропосферная	0,05	0,3	0,2°	1°	400—600	—
ионосферного рассеивания	5	10	6°	15°	1200—2000	—
с использованием спутников	0,05	0,3	6″	1,5°	10 000	Расстояние между двумя пунктами приема при одном спутнике
Радиолокационное устройство	—	—	—	—	В зависимости от назначения 10^8 и более	—
Радиотелескоп	10^{-3}	100	10″	6°	10^8 и более	—

*$r_{макс} = \sqrt{2RH} + \sqrt{2Rh}$, где R — радиус Земли; H — высота расположения передающей антенны; h — высота расположения приемной антенны; $r_{макс}$ — радиус прямой видимости.

Для современных антенных устройств, характерные размеры (высота и протяженность) которых находятся в интервале 50—500 м, суммарные максимальные отклонения, возникающие при выверке и в результате деформирования конструкций от силовых воздействий при эксплуатации, не превышают $^1/_{100}$—$^1/_{200}$ характерного размера. Сообразуясь с этим, установлена область длины радиоволн (рис. 25.1), для которых решающим является первое или второе предельное состояние; учитывая их особенность, оказывается возможным принять необходимые меры: изменить схему несущих конструкций, использовать автоматические устройства для уменьшения отклонений и др.

Максимальное угловое отклонение $\Delta\alpha$ оси направленной антенны (например, фокальной) от заданного положения также ограничено предельным значением его соотношения к ширине $\theta_{0,5}$ диаграммы направленности антенны на половине мощности $\Delta\alpha \leqslant k_\alpha \theta_{0,5}$, где в первом приближении можно принимать $k_\alpha \leqslant 0{,}25$.

В. Регулирование отклонений от теоретической формы и положения элементов

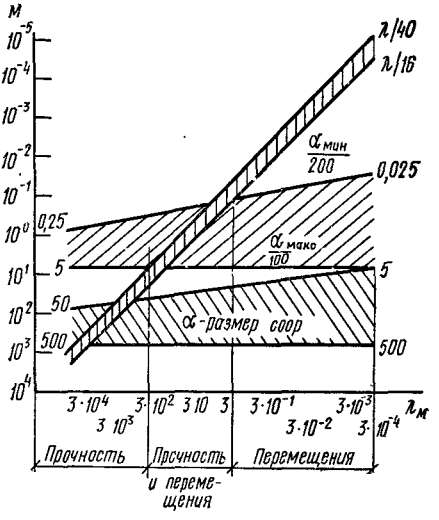


Рис. 25.1. График расчета антенных устройств по первой и второй группе предельных состояний

Таблица 25.3. Классификация инженерных конструкций антенн

Расчленены				Объединены			
	опоры				вращающиеся		
антенна и ее части	стационарные		перемещаемые или вращающиеся	стационарные	только по углу места	только по азимуту	полноповоротные
	Башни, мачты, сооружения		Башни				
	устанавливаемые	переносные					
Проволочные, турникетные, остронаправленные (рупорные, параболические, плоские, щелевые и др.), отражатели, вибраторы, сложные волноводы и пр.				Различные отражающие поверхности, используемые в диапазоне от нескольких сантиметров до сотен метров для остронаправленной связи в пределах земного шара Антенные устройства типа зонтичных, когда провода участвуют в работе всей системы использующие вращение Земли и электрическое качание луча. В некоторых случаях сами башни или мачты	Радиотелескопы, использующие в качестве вращения по азимуту вращение Земли вокруг своей оси К ним относятся решения, аналогичные кресту Милса	Локационные устройства, работающие в околоземной зоне	Радиотелескопы различных систем с угломестными и другими направлениями вращения

антенного устройства, возникающих как в начальный период при изготовлении и монтаже конструкций антенны, так и в период эксплуатации в результате изменения напряженно-деформированного состояния конструкций.

Начиная с определенных значений λ и размеров антенн, требования к точности изготовления и монтажа конструкций намного выходят за рамки возможностей даже специализированных заводов. Поэтому прежде всего требуется разработка специальных конструктивных и монтажных мероприятий, обеспечивающих заданную точность антенны по окончании ее сборки на месте монтажа Кроме того, у вращаемых антенн весовые деформации уже не могут быть скомпенсированы в начальный период выверкой и уменьшены при эксплуатации, например, дополнительным вложением металла. Отсюда необходимость разработки принципиально новых конструктивных построений, позволяющих сохранять заданные форму и взаимоположение элементов антенного устройства с большой точностью при его вращении и воздействии на него различных метеофакторов.

Г. Необходимость принятия специальных мер, в том числе и конструктивных, по удалению снега и гололеда, снижающих эффективность работы антенны, а также по уменьшению влияния температурного воздействия.

Д. Возможность дальнейшей модернизации металлических конструкций, поскольку быстрое развитие науки и техники приводит к моральному старению радиотехнических схем.

Е. Необходимость всемерной унификации решений различных видов антенных устройств и установление определенного ряда и градаций в соответствии с радиотехническими требованиями, размерами и климатологическими воздействиями.

Ж. Разработка таких конструктивных решений и приспособлений для монтажа, которые позволяют вести скоростной монтаж в сложных условиях работы на большой высоте при различных метеорологических воздействиях.

25.3. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО НАГРУЗКАМ И ВОЗДЕЙСТВИЯМ

В соответствии со СНиП II-6-74 нагрузки подразделяются на постоянные и временные (длительные, кратковременные, особые).

В антенных устройствах и опорах к постоянным нагрузкам относятся: а) масса постоянных частей несущих конструкций и фундаментов; б) масса оборудования, элементов и помещений, без которых не может функционировать данное сооружение; в) масса механизмов, приводящих в движение антенные устройства, и масса автоматических устройств, управляющих их движением; г) воздействие предварительного напряжения элементов конструкций; д) масса и давление грунта.

К длительным нагрузкам относятся:

а) масса частей сооружений, которые в процессе эксплуатации могут изменяться (временные площадки, лестницы, перегородки и др.); б) масса оборудования, которое в процессе эксплуатации может изменять положение или модернизироваться; в) средние скорости ветра, при которых наиболее часто возможно возникновение колебаний сооружений в целом или его отдельных частей; г) инерционные силы, возникающие при вращении или перемещении сооружений или их частей, если вращение или перемещение непрерывны при их эксплуатации.

К кратковременным нагрузкам относятся: а) ветровые максимальной интенсивности; б) обледенение; в) изменение температуры в пределах одних суток, а также изменение температуры от солнечной радиации; г) осадки (снег, дождь, отложение пыли); д) инерционные при быстрых вращениях или перемещениях (переброска в новое положение) сооружений; е) от массы людей, инструментов, временного оборудования, мебели; ж) возникающие при перевозке и возведении сооружений; з) воздействия подвесного подъемно-транспортного оборудования.

К особым нагрузкам и воздействиям относятся: а) сейсмические и взрывные воздействия; б) вызываемые неисправностью или поломкой оборудования (например, отказ от работы автоматических устройств, регулирующих усилия в антенных полотнах; одностороннее тяжение проводов вследствие обрыва или опускания антенн и др.); в) неравномерность осадки основания.

Капитальность сооружений устанавливается заказчиком в зависимости от их срока службы:

I класс капитальности — срок службы 50 лет
II » » » » 25 »
III » » » » 10 »

В зависимости от класса капитальности устанавливаются требования к материалам и покрытиям, предохраняющим от коррозии, и должны быть предусмотрены специальные меры по предотвращению появления усталости в связи с увеличением числа циклов колебаний.

К I классу капитальности относятся сооружения, имеющие особо важное политическое и народнохозяйственное значение, а также объекты, моральное старение которых весьма мало (обелиски, памятники культуры, смотровые устройства, сооруже-

Таблица 25.4 Расчетные сочетания нагрузок

Сочетание	Комбинации в сочетаниях	Коэффициент сочетания нагрузок											
		масса	предварительное напряжение	ветер (при наихудших направлениях)	обледенение	снег	температура	инерционные средние	инерционные максимальные	сейсмика	односторонние при обрыве	монтажные	взрывные
Основное	1	1	1,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	2	1	1	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	3	1	1	0,25	1	1*	—	—	—	—	—	—	—
	4	1	1	1**	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	5	1	1	0,9	—	—	0,9	—	—	—	—	—	—
	6	1	1	0,9	—	—	—	—	—	—	—	0,9	—
	7	1	1	0,25—0,5***	—	—	—	1	—	—	—	—	—
Особое	1	1	1	0,25	—	—	—	—	—	1	—	—	—
	2	1	1	0,25	—	—	—	—	—	—	—	—	1
	3	1	1	0,8	—	—	—	—	—	—	1	—	—
	4	1	1	0,25	0,8	—	—	—	—	—	1	—	—
	5	1	1	0,25***	—	—	—	—	1	—	—	—	—
	6	1	1	—	0,55***	—	—	—	1	—	—	—	—

* Только в элементах площадок при ее площади более 15 м².
** Зональное воздействие ветра
*** Значение этих коэффициентов может быть уточнено в задании.

ния, легко подвергающиеся модернизации, метеорологические опоры и др.), а также некоторые сооружения, предназначенные для комплексного использования. Коэффициент перегрузки для них $n=1{,}4$.

Ко II классу относятся наиболее распространенные сооружения, предназначенные для выполнения функциональных задач. Коэффициент перегрузки для них $n=1{,}3$.

К III классу капитальности относятся временные и перевозные сооружения. Коэффициент перегрузки для них $n=1{,}2$.

Наиболее вероятные сочетания нагрузок и воздействий и значения коэффициентов сочетаний n_c для основных сочетаний, составленных из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок и воздействий и для особых значений, составленных из постоянных, длительных, некоторых кратковременных и одной из особых нагрузок и воздействий, указаны в табл. 25.4. Если для данного вида сооружения установлены наиболее неблагоприятные сочетания нагрузок и воздействий, то разрешается производить расчет только на него. Основные значения коэффициентов условий работы для антенных сооружений и опор и их элементов приведены в табл. 25.5.

Таблица 25.5. Коэффициенты условий работы

Элементы конструкции	m
Несущие, за исключением указанных ниже	1
Гибкие предварительно-напряженные	0,9
Оттяжки мачт: постоянные временные	0,8* 1*
Раскосы из канатов	0,9*
Анкерные тяжи	0,65
Болты и валики при работе на: изгиб	1
срез	0,9
Фланцы, работающие на: растяжение: кольцевого типа	1,1
остальных типов	0,9
изгиб	0,8
Проушины при работе на: растяжение	0,65**
смятие и выкалывание	1
Лестницы, переходные площадки и т. п.	1
Прочие	Согласно СНиП II-В.3-72

* По отношению к расчетному сопротивлению при растяжении стального каната принимаем равным значению разрывного усилия каната в целом, установленному ГОСТом или заводскими сертификатами, деленному на коэффициент безопасности по материалу 1,6 (СНиП II-В.3-72, п. 3.3).

** Без учета концентрации.

25.4. МАССА

Масса оборудования и механизмов принимается: по данным каталогов, по типовым проектам или по заданиям. Массу конструкции g_i определяют в соответствии с данными аналогичных типовых или индивидуальных проектов g_0. Если все геометрические размеры рассматриваемого i-го сооружения изменены в $k_п$ раз по сравнению с сооружением, принятым в качестве эталона ($k_п=1$), а внешние воздействия изменены в k_w раз, то масса конструкции с новыми параметрами может быть принята по приближенной формуле

$$g_i = g_0 k_п^3 k_w^{\frac{1}{2}}. \qquad (25.1)$$

На ранних стадиях проектирования масса различных опор ориентировочно может быть определена по номограммам, построенным применительно к III ветровому району и приведенным на рис. 25.2, 25.3, 25.4. Для других ветровых районов данные,

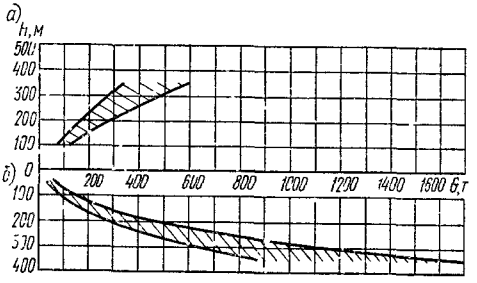


Рис. 25.2. Масса телевизионных опор в зависимости от высоты (III ветровой район)

а — мачты; *б* — башни

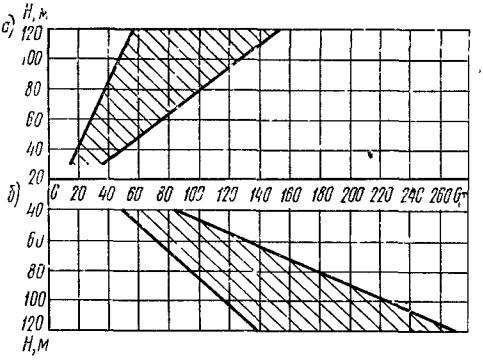


Рис. 25.3. Масса опор радиорелейных линий (III ветровой район)

а — мачты; *б* — башни

приведенные на указанных номограммах, следует умножить на коэффициент:

$$K = \left(\frac{q^{в}_{нi}}{q^{в}_{нIII}} \right)^{\frac{1}{2}}, \qquad (25.2)$$

где $q^{в}_{нi}$ — нормативный скоростной напор для ветрового района, в котором расположено сооружение на отметке, равной половине высоты сооружения; $q^{в}_{нIII}$ — то же, но для III ветрового района.

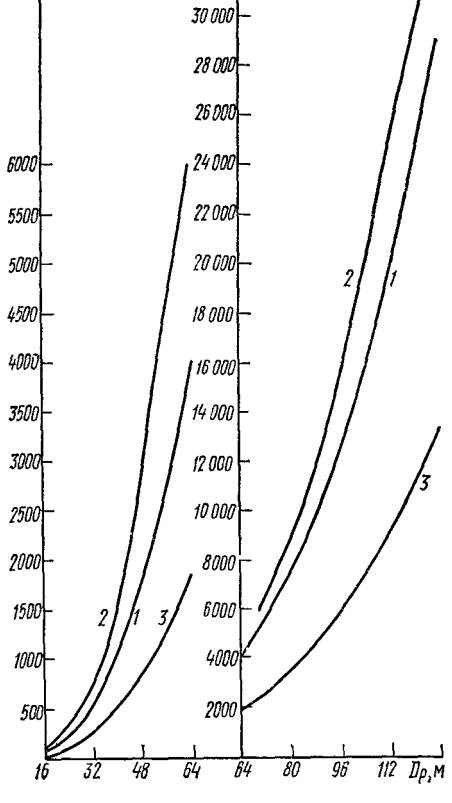


Рис. 25.4. Масса радиотелескопов типов
1 — РТ-64; *2* — РТ-70; *3* — РТ-128

Продольные силы в стволах опор:
для башен

$$N = N_{ств} + N_{об}; \qquad (25.3)$$

для мачт

$$N = N_{ств} + N_{об} + N_{о} + N_{т}, \qquad (25.4)$$

где $N_{ств}$ — усилие от массы вышележащего участка ствола; $N_{об}$ — усилие от массы вышерасположенного оборудования; $N_{о}$ — усилие от массы оттяжек, приходящееся на вышележащие оттяжечные узлы, принимаемое равным половине массы; $N_{т}$ — вертикальная составляющая тяжения всех вышележащих оттяжек.

Нагрузки от массы прикладываются в точках, установленных технологическими заданиями. Сообразуясь с этим в решетчатых конструкциях, необходимо такое образование схемы, чтобы силы веса сосредоточивались в узлах. В решетчатых конструкциях допускается приложение сил веса вне узлов. При этом элементы конструкции должны быть рассчитаны на одновременное действие осевых сил и моментов.

Для сооружений или их частей, вращающихся относительно горизонта, необходимо учитывать изменение положения центра тяжести относительно вертикальной оси.

При определении нагрузки от массы следует принимать коэффициенты перегрузки n для:

фасонных частей и узлов	1,2
оборудования и массы несущих конструкций:	
при расчете на прочность . .	1,1
» » » опрокидывание и отрыв	0,9
оттяжек мачт	1

Для прецизионных устройств, в первую очередь для вращающихся относительно горизонтальной оси, значения n могут приниматься лишь в первой стадии проектирования. В дальнейшем масса должна приниматься по исполнительным чертежам, и в случае необходимости должно производиться необходимое распределение массы по объему конструкции.

25.5. ВОЗДЕЙСТВИЕ ВЕТРА

Наблюдения, проводимые над скоростью ветра в одной произвольной точке пространства, показывают, что скорость ветра непрерывно изменяется (рис. 25.5, *а*). При этом изменение скорости ветра от его среднего значения, вычисленного за некоторый период времени (обычно осреднение принято производить на базе времени 2 мин), может быть представлено в виде ряда Фурье:

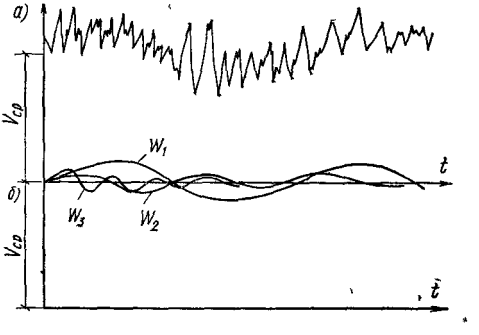


Рис. 25.5. Изменение скорости ветра в изолированной точке в зависимости от времени

а — случайная зависимость; *б* — разложение пульсаций в точке

$$V_i = V_{ср} + \sum^{\infty} a \sin \omega_{\xi} k_1 t_i. \quad (25.5)$$

Для практических задач ограничиваются некоторым конечным числом членов ряда. При этом выбираются такие частоты ω_{ξ} которые соответствуют собственным частотам колебаний сооружения (рис. 25.5, *б*):

$$V_{макс} = V_{ср} + \sum^{n} a_{\xi} \sin \omega_{\xi} t_i = V_{ср}(1 + m). \quad (25.6)$$

Здесь

$$V_{ср} = \frac{1}{t} \int^{t} V_i \, dt$$

— среднее значение скорости; a_{ξ} — доля пульсации, соответствующая данной частоте, $\Delta V_{макс} = \Sigma a_i$ — наибольшее значение пульсации скорости ветра; t_i — время, при котором $\Delta V = \Delta V_{макс}$; ω_{ξ} — частоты собственных колебаний сооружения в целом или его отдельных частей; m_V — коэффициент пульсации скорости ветра;

$$m_V = \frac{\sum^{n} a_{\xi} \sin \omega_{\xi} t_i}{V_{ср}} = \frac{\Delta V_{макс}}{V_{ср}}, \quad (25.7)$$

принимаемый по данным наблюдений.

Значение $V_{ср}$ зависит от структуры ветрового потока.

Применительно к особенностям воздействия ветрового потока на сооружения в настоящее время могут быть выделены следующие виды структур ветрового потока:

А. Максимальные величины скорости ветра, наблюдаемые при штормах большой длительности, когда турбулентность вызывает полное перемешивание масс воздуха. При этом скорость ветра возрастает с высотой по логарифмическому (25.8) или степенному (25.9) закону:

$$V_z = V_{10} \frac{\lg \frac{z}{z_0}}{\lg \frac{z_{10}}{z_0}}; \quad (25.8)$$

$$V_z = V_{10} \left(\frac{z}{z_{10}} \right)^{\frac{1}{m}}, \quad (25.9)$$

где V_z — скорость ветра на отметке z; V_{10} — осредненная скорость ветра на отметке 10 м; z_0 — относительная шероховатость поверхности Земли; для типа местности А $z_0 \approx 0{,}1$ м, для типа местности Б $z_0 \approx 2{,}5$ м; $m = 7$ по американским стандартам.

В нормативных данных всех стран учитывается вероятностное значение возможных максимумов скорости ветра V_{10} (на уровне флюгера) при осреднении в течение 2 мин.

Средние значения скоростного напора ветра ($q^{в}_{ср} = q_0$), соответствующие установившемуся скоростному напору на высоте 10 м, в зависимости от района СССР должны приниматься по СНиП II-6-74 (пп. 6.1—6.26). Там же приводятся значения коэффициента k_n, учитывающего изменение скоростного напора в зависимости от высоты и типа А или Б местности. Для сооружений на окраинах городов в зоне протяжением около 10 высот изменение скоростного напора следует принимать по типу местности А. Окраинную зону относят к группе Б лишь в случаях, когда доказано, что максимальные скорости ветра имеют направление от центра города (застроек), а также если застройка в направлении от центра города ведется очень быстро и рассматриваемая зона в течение трех лет окажется на расстоянии 10 высот от новой окраины.

Б. Максимальная в некоторых зонах, но неравномерная по высоте скорость ветра, возникающая в пограничном слое атмосферы вследствие мезоструйных течений. Максимальные значения скорости ветра при мезоструйных течениях достигают расчетных скоростей, указанных в 25.6. Поскольку

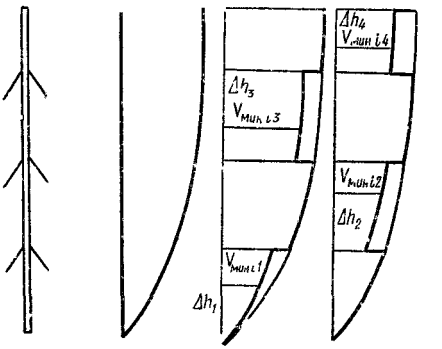


Рис. 25.6. Варианты зонального изменения скорости ветра для мачт

ось мезоструйного течения может располагаться на любой высоте в пределах пограничного слоя атмосферы, а толщина слоя, имеющего максимальную скорость ветра, может быть различной, то расположение и толщину слоя надо выбирать, сообразуясь с наихудшими видами загружения для данного вида сооружения. Для мачты варианты изменения скорости ветра по высоте принимают по схемам, приведенным на рис. 25.6, для башен — на рис. 25.7. Уменьшение скорости ветра в зонах спада определяется

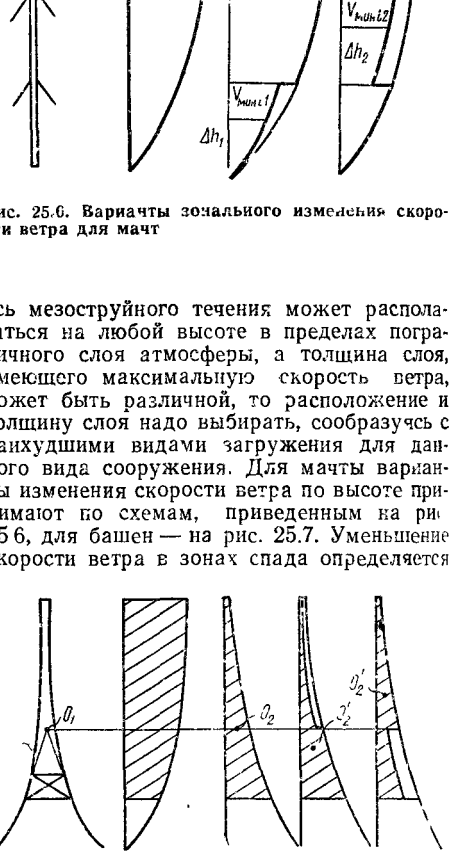


Рис. 25.7. Варианты изменения скорости ветра для башен

в зависимости от толщины этой зоны (Δh, м) и ветрового района по формуле

$$V_{мин} = V_z - K\Delta V, \qquad (25.10)$$

где V_z принимается согласно ранее установленному порядку по СНиП; ΔV определяется по графику на рис 25.8; k вычисляется по формуле (25.2).

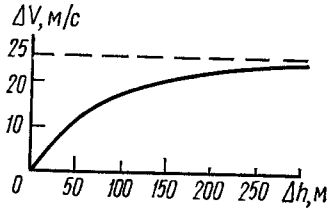


Рис. 25.8. Изменение значения скорости ветра ΔV в зависимости от рассматриваемой зоны

При этом должно быть выдержано условие

$$25 \text{ м/с} \geqslant k\Delta V \leqslant V_z; \qquad (25.11)$$

В. Локальные воздействия ветра при локальных штормах, вихревых шквалах, торнадо, тропических циклонах и т. д. должны учитываться только в районах с часто повторяющимися явлениями. При этом скорость ветра, достигающая штормовых значений вблизи поверхности Земли, с высотой почти не возрастает. Данные о локальных воздействиях должны быть получены от местных метеостанций и согласованы с главной Геофизической обсерваторией СССР.

Г. Пульсационное воздействие ветра; характеризуется значением коэффициента пульсации скоростного напора ветра и значением коэффициента пульсации скоростного напора ветра:

$$m_q = \frac{q_{макс} - q_{ср}}{q_{ср}} = \frac{(V_{ср} + \Delta V_{макс})^2 - V_{ср}^2}{V_{ср}^2} \approx \approx \frac{2\Delta V_{макс}}{V_{ср}} = 2m_V. \qquad (25.12)$$

Значения коэффициентов пульсации скоростного напора в одной произвольной точке пространства приняты согласно СНиП II-6-74. Вероятность одновременного воздействия пульсаций скоростного напора в точках, различно расположенных в пространстве по отношению к направлению ветрового потока (рис 25 9) по сравнению с точкой O, для которой величина пульсации принята максимальной, характеризуется значением коэффициента корреляции, получаемого на основании эмпирической формулы

$$k_{кор\,x,y,z} = \frac{\Delta V^{вероятн}_{x,y,z}}{\Delta V_0} = e^{-c^0_{x,y,z}(x,y,z)V^{-1}f}, \qquad (25.13)$$

где x, y, z — индексы при $k_{кор}$, ΔV, c^0 характеризуют положение точки, для которой устанавливается коэффициент корреляции по отношению к точке O, где величина пульсации принята максимальной; (x, y, z) — одна из координат системы; V — скорость ветра; f — частота пульсаций ветрового потока; c^0 — метеорологические характеристики $c^0_x = 20$; $c^0_y = 1$; $c^0_z = 4...8$ ($c^0_z = 4$ при неустойчивой, а $c^0_z = 8$ при нейтральной стратификации).

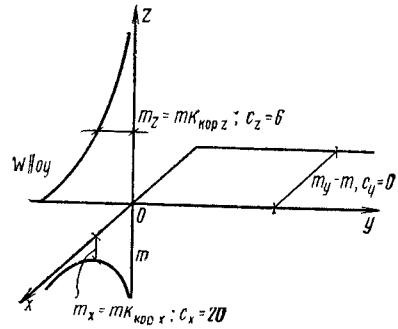


Рис. 25.9. Графическое изображение изменения коэффициента корреляции $K_{кор}$ в направлении ветра (ось y), по высоте (ось z) и по горизонтали, перпендикулярной направлению ветра

Д. Приближенные оценки влияния пульсаций ветрового потока. Если в СНиП II-6-74 нет прямых указаний для расчета рассматриваемого вида сооружения на воздействие пульсирующей части ветрового потока, то динамический момент можно вычислять по методике, излагаемой для простейшего случая — консольной балки переменного сечения. Основные обозначения приведены на рис. 25.10.

Максимальное значение пульсации $m = \int_0^{\infty} m(O, f)dt$ принимается в такой точке, чтобы воздействие ее на сооружение оказывалось наихудшим. Такой точкой для консоли является наиболее удаленная (или находящаяся в зоне наибольшего удаления) от основания. В этом случае динамический момент в сечении h от пульсаций с частотой f будет равен:

$$M^{дин}(f, h) = \rho \int_0^h c_x(z) F(z) V^2(z) \times m(f, z) k_{дин}(f)(h - z)\, dz, \qquad (25.14)$$

где $c_x(z)$ — коэффициент лобового сопротивления; $F(z)$ — площадь миделевого сечения; $k_{дин}(f)$ — коэффициент динамичности;

$$k_{дин}(f) = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{p}\right)^2\right]^2 + \left(\frac{\delta}{\pi}\frac{\omega}{p}\right)^2}}; \qquad (25.15)$$

$V(z)$ — средняя скорость; $\omega = 2\pi f$; p — круговая частота пульсаций ветра.

и собственных колебаний сооружения по наиболее опасной для работы сооружения форме (для сооружений типа башни такая частота соответствует первой форме колебаний).

Суммарный момент от динамического воздействия всего спектра пульсаций ветрового потока на сооружение

$$M^{\text{дин}}(h) = \int^{\sim} M^{\text{дин}}(f, h)\,df. \quad (25.16)$$

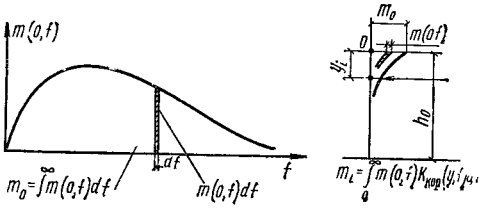


Рис. 25.10. Основные обозначения

Значение $M^{\text{дин}}(f, h)$ принимают по формуле (25.14), а коэффициент пульсации $m(z, f)$, входящий в нее, определяют по формуле (25.17), используя экспериментальный энергетический спектр пульсаций скоростного напора ветра, устанавливающий зависимости между энергией пульсаций и их частотой (спектр Давенпорта);

$$m(z,f) = 4\alpha_c \sqrt{\frac{k}{f}\,\frac{n}{(1+n^2)^{2/3}}\left(\frac{H-z}{10}\right)^{\frac{1}{m}}}, \quad (25.17)$$

где $\alpha_c = 2{,}5$ — число стандартов; $m = 7$ [см. формулу (25.9)]; $k = z_0$ — относительная шероховатость поверхности Земли; n — безразмерный параметр, установленный в соответствии со спектром Давенпорта;

$$n = \frac{1200f}{V_{10}} = \left(\frac{\alpha f}{V_{10}}\right).$$

Принято, что энергетический спектр, установленный в соответствии с измерениями, сделанными на отметке 10 м, справедлив для всех уровней; поэтому выражение (25.17) можно упростить:

$$m(z,f) = 4\alpha_c \sqrt{\frac{k}{f}\,\frac{n}{(1+n^2)^{2/3}}}. \quad (25.17а)$$

В некоторых случаях возможно еще более упрощенное определение влияния пульсаций скоростного напора ветра, полагая, что суммарное значение пульсации ветрового напора m не расчленяется на составляющие по частотам, а учитывается лишь корреляционная зависимость по формуле (25.13), принимая частоту пульсаций f, равной частоте собственных колебаний по наиболее опасной форме. В этом случае целесообразно использовать свойство некоторых параметров, в которые входит значение $k_{кор}$; F_0 — площадь, м², эпюры $k_{кор}$ по всей высоте сооружения, характеризующая одновременность действия пульсации;

$$F_0 = \int_0^{H\to\infty} k_{кор}\,dz = \frac{V}{c_z^0 f}; \quad (25.18)$$

расстояние, м, от места приложения максимального значения пульсации до центра тяжести площади эпюры $k_{кор}$ (рис. 25.11)

$$z_0 = \frac{\int^{\sim} k_{кор}\,z\,dz}{F_0} = \frac{V}{c_z^0 f}. \quad (25.19)$$

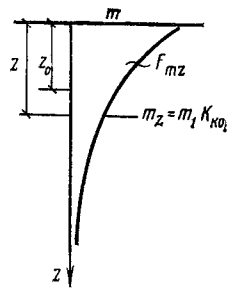
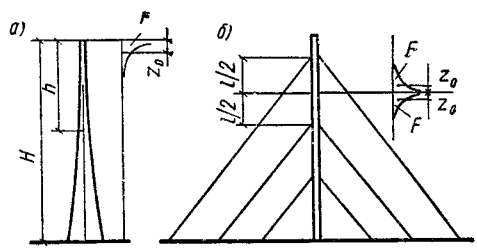


Рис. 25.11. Положение центра тяжести z_0 эпюры, характеризующей изменение коэффициента корреляции $K_{кор}$, относительно произвольной точки O

Рис. 25.12. Характерные случаи при определении наиболее опасных воздействий пульсаций ветрового потока для

а — башен; *б* — мачт



На рис 25.12 изображены схемы конструкций башни и мачты. Для всех этих конструкций принято, что $Fc_x = \text{const}$, $m = \text{const}$, а наихудшей формой колебаний для случаев «а» и «б» является первая форма, для случаи б первая форма, полагая, что в узлах оттижек шарниры. Дополнительный момент от действия пульсаций скоростного напора будет следующим:

Случай а:

$$M_{\text{макс кор}} = mqF_0(H - z_0)Fc_x, \quad (25.20)$$

причем при постоянном значении m и $k_{кор} = 1$

$$M_{\text{макс}} = \frac{mqH^2}{2}Fc_x \quad (25.21)$$

или

$$\eta_{кор}^{б} = \frac{M_{\text{макс кор}}}{M_{\text{макс}}} = \frac{2V}{c_z^0 fH}\left(1 - \frac{V}{c_z^0 fH}\right). \quad (25.22)$$

Случай б:

$$M_{\text{макс кор}} \approx mqF_0\left(\frac{l}{2} - z_0\right)Fc_x, \quad (25.23)$$

причем при постоянном значении m и $k_{кор}=1$

$$M_{макс}=\frac{mql^2}{8}Fc_x \qquad (25.24)$$

или

$$\eta^{м}_{кор}=\frac{M_{макс.кор}}{M_{макс}}=\frac{4V}{c^0_z fl}\times$$

$$\times\left(1-\frac{2V}{c^0_z fl}\right). \qquad (25.25)$$

Для случая горизонтального элемента используются выражения (25.23) и (25.24) с заменой значений $c^0_z\, l_\delta$ соответственно значениями c^0_x и α.

При изменении скорости ветра значения $\eta^{\delta}_{кор}$ и $\eta^{м}_{кор}$, указанные в табл. 25.6, следует умножить на коэффициент

$$k_V=V_i/25, \qquad (25.26)$$

где V_i — скорость ветра на рассматриваемом участке сооружения, м/с.

Е. Основные положения расчета при аэродинамической неустойчивости. *а) Аэроупругие характеристики.* Явления аэродинамической неустойчивости возникают в высоких сплошностенчатых гибких конструкциях цилиндрической, призматической или слабоконической (пирамидальной) формы при удлинении в:

консольных сооружениях и элементах

$$\eta_{HD}=\frac{H}{D_{ср}}\geqslant 10; \qquad (25.27)$$

однопролетных элементах:

с шарнирным опиранием концов

$$\eta_{HD}\geqslant 17; \qquad (25.28)$$

с защемленными от поворота концами

$$\eta_{HD}\geqslant 40, \qquad (25.29)$$

где H — длина элемента (или высота сооружения); $D_{ср}$ — среднее значение диаметра или размера поперечного сечения, перпендикулярного направлению ветрового потока.

Для гибких сооружений опасны два вида автоколебаний: ветровой резонанс, галопирование.

Возникновение ветрового резонанса возможно в области значений критической скорости $V_{кр\,i}$, соответствующей i-й форме собственных колебаний, определяемой по формуле

$$V_{кр\,i}=\frac{D_{ср}}{T_i\,\mathrm{Sh}}, \qquad (25.30)$$

где T_i — период собственных колебаний i-го тона сооружения или элемента конструкций; Sh — число Струхаля, зависящее от формы профиля.

Некоторые данные о числах Струхаля приведены в табл. 25.7.

При отсутствии экспериментальных данных число Струхаля может быть ориентировочно определено по формуле

$$\mathrm{Sh}\approx 0{,}225/c_x. \qquad (25.31)$$

Области опасных скоростей ветра для консольных цилиндрических тел при изменении значений h_{HD} или $\lambda=2H/r$ приведены на рис. 25.13, где r — радиус инерции сечения в направлении, перпендикулярном ветровому потоку. Данные, приведенные на рис. 25.13, могут быть использованы и для других условий опирания, но при иных соотношениях $H/D_{ср}$:

для шарнирного опирания обоих концов балки

$$\frac{H_ш}{D_{ср}}=1{,}7\,\frac{H}{D_{ср}}; \qquad (25.32)$$

для защемленных концов

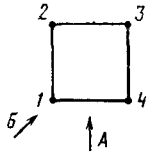
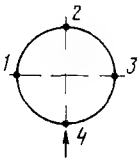
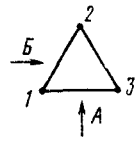
$$\frac{H_з}{D_{ср}}=4\,\frac{H}{D_{ср}}, \qquad (25.33)$$

где H, $H_ш$, $H_з$ — соответственно длина сооружения или элемента сооружения, консольно закрепленного, шарнирно-опертого

Таблица 25.6. Значения $\eta^{\delta}_{кор}$ и $\eta^{м}_{кор}$ для $V=25$ м/с и $c^0_z=8$

Наименование	Размер, м		f, Гц					
			0,1	0,2	0,4	0,8	1,6	3,2
$\eta^{\delta}_{кор}$	h	25	—	—	—	0,072	0,038	0,019
		50	—	—	0,072	0,038	0,019	0,01
		100	—	0,072	0,038	0,019	0,01	0
		200	0,072	0,038	0,019	0,01	0	0
$\eta^{м}_{кор}$	l	32,5	—	—	—	—	—	—
		25	—	—	—	—	—	0,144
		50	—	—	—	—	0,144	0,075
		100	—	—	—	0,144	0,075	0

Таблица 25.7. Характерные случаи сложения усилий и перемещений при срывных воздействиях

Случай	Схема	Направление ветра и расчетные точки		Формула $X^i(z)$
I		А для всех точек		$\sqrt{[X^{рез}(z)]^2+[X^{с}(z)+X^{д}(z)]^2}$;
		Б	1,3	$X^{рез}(z)$
			2,4	$X^{с}(z)+X^{д}(z)$
II			1,3	$X^{рез}(z)$
			2,4	$X^{с}(z)+X^{д}(z)$
III		А	2	$X(z)+X^{д}(z)$
			3,1	$\sqrt{[X^{рез}(z)]^2[X^{с}(z)+X^{д}(z)]^2}$
		Б	2	$X^{рез}(z)$
			3,1	$\sqrt{[X^{рез}(z)]^2[X^{с}(z)+X^{д}(z)]^2}$

по обоим концам, заделанного по обоим концам.

Для консоли постоянной жесткости и внешних габаритных размеров начало галопирующих колебаний возможно при скорости ветра

$$V \geqslant V_р = \frac{32\delta M}{DH\left(c_x + \frac{dc_y}{d\alpha}\right)T_i}, \qquad (25.34)$$

где $4/\rho = 32$ — численный коэффициент, имеющий размерность кг$^{-1}$ с$^{-2}$ м^4; δ — логарифмический коэффициент колебаний; M — масса сооружения (кг с^2 м$^{-1}$); c_x — коэффициент лобового сопротивления при данном направлении ветрового потока, характеризуемом углом α; $c_y = f_y(\alpha)$ — коэффициент подъемной силы, зависящий от угла атаки α.

Для некоторых профилей графики значений

$$c_x + \frac{dc_y}{d\alpha}$$

приведены на рис. 25.14 и 25.15.

б) *Моделирование.* Испытания полужестких моделей (упругозакрепленных жестких отсеков) в аэродинамических трубах рекомендуются для выявления качественной картины обтекании колеблющегося профиля воздушным потоком, определения аэродинамических коэффициентов лобового сопротивления c_x, подъемной силы c_y, продольного момента m_z и т. д., а также для ориентировочной оценки эффективности и выбора параметров аэродинамических средств гашения колебаний.

При экспериментальном определении c_x, c_y, m_z необходимо соблюдать геометрическое подобие полужесткой модели натур-

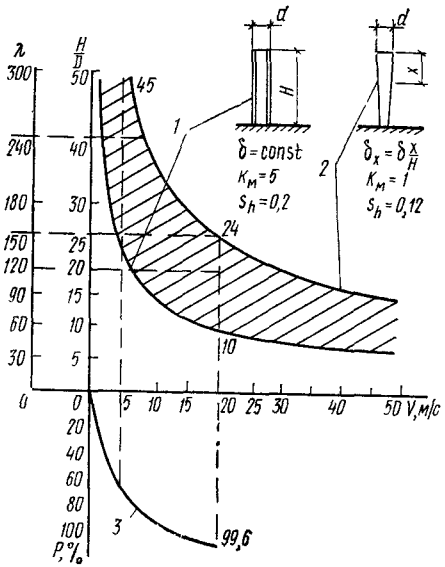


Рис. 25.13. Области опасных скоростей ветра для консольных цилиндрических тел при изменении значения H/D (или λ) при цилиндре постоянной площади поперечного сечения *1* и при линейно изменяющейся площади по длине цилиндра *2*, а также вероятность возникновения колебаний *3*

ной конструкции и подобие по числам Рейнольдса:

$$\left(\mathrm{Re}_{\text{н}} = \frac{V_{\text{н}}\, d_{\text{н}}}{\nu_{\text{н}}}\right) = \left(\mathrm{Re}_{\text{н}} = \frac{V_{\text{м}}\, d_{\text{м}}}{\nu_{\text{м}}}\right), \qquad (25.35)$$

причем индексы «н» и «м» относятся соответственно к натурному объекту и модели.

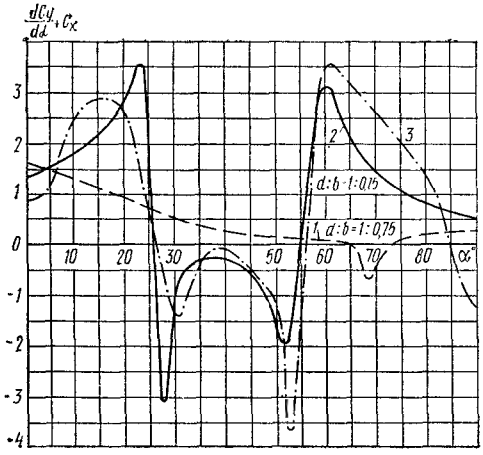


Рис. 25.14. Значения $\frac{dC_y}{d\alpha} + c_x$ для различных α

1 — эллипса; *2* — ромба; *3* — астроида

Для тел с острыми боковыми кромками соблюдение подобия по Re желательно, но необязательно; для профилей с круглым и эллиптическим поперечным сечением и сечением в виде многоугольника со скругленными углами подобие по Re обязательно. Необходимо также соблюдение масштаба шероховатости

$$\left(\bar{k}_{\text{н}} = \frac{e_{\text{н}}}{d_{\text{н}}}\right) = \left(\bar{k}_{\text{м}} = \frac{e_{\text{м}}}{d_{\text{м}}}\right), \qquad (25.36)$$

где e — средняя высота бугорка шероховатости и создание в трубах потока, имеющего параметры натурного ветрового потока (профиль скорости ветра, порывистость и пр.).

В значение c_x, определенное испытанием в аэродинамической трубе с закрытой рабочей частью, следует вводить поправку, учитывающую соотношение размеров модели и рабочей части трубы в том случае, когда модель занимает более 5% площади сечения рабочей части трубы:

$$c_x = c_x' \left(\frac{F_{\text{сеч.тр}} - F_{\text{м}}}{F_{\text{сеч.тр}}}\right)^2, \qquad (25.37)$$

где c_x' — замеренное в опыте значение коэффициента лобового сопротивления; $F_{\text{сеч.тр}}$ — площадь отверстия аэродинамической трубы; $F_{\text{м}}$ — теневая площадь модели.

Испытания аэроупругих моделей в аэродинамических трубах (динамические испытания) рекомендуются для определения диапазона углов атаки, опасных по условиям возникновения автоколебаний, величин критических скоростей и амплитуд предельных циклов автоколебаний, величин динамических прогибов, изгибающих моментов и напряжений, а также для количественной оценки эффективности механических и аэродинамических средств гашения колебаний конструкций. Динамические испытания конструкции должны проводиться на аэроупругих моделях, а для оценки величины напряжений в действительной конструкции — на моделях, конструктивно подобных натуре. При таких испытаниях должно соблюдаться геометрическое подобие натуре, подобие по числу Коши Ca^*, числу Струхаля Sh и числу Рейнольдса Re. Последнее обязательно для тех, не имеющих острых боковых кромок:

$$\left[\overset{*}{\mathrm{Ca}}_{\text{н}} = \frac{(EJ)_{\text{н}}}{\rho_{\text{н}} V_{\text{н}}^2 d_{\text{н}}^4}\right] = \left[\overset{*}{\mathrm{Ca}}_{\text{м}} = \frac{(EJ)_{\text{м}}}{\rho_{\text{м}} V_{\text{м}}^2 d_{\text{м}}^4}\right]; \qquad (25.38)$$

$$\left(\mathrm{Sh}_{\text{н}} = \frac{d_{\text{н}}}{V_{\text{н}}\, T_{\text{н}}}\right) = \left(\mathrm{Sh}_{\text{м}} = \frac{d_{\text{м}}}{V_{\text{м}}\, T_{\text{м}}}\right), \qquad (25.39)$$

где EJ — жесткость конструкции или модели.

Чтобы соблюдать при модельных экспериментах в аэродинамических трубах с небольшими размерами рабочей части подобие одновременно по числам Re, Sh и Ca^*, необходимо проводить испытания с повышенной плотностью рабочей среды, т. е. в трубах с повышенным давлением.

в) *Основные положения расчета.* Если максимальная скорость ветра в рассматриваемом районе на данной высоте $V_{\text{макс}}$ меньше $V_{\text{кр.}i}$ [формула (25.30)], то возникновение ветрового резонанса невозможно. В большинстве случаев $V_{\text{кр}i} < V_{\text{макс}}$, т. е. возможно возникновение резонансных колебаний. Если $V_{\text{макс}} > V_{\text{г}}$ [формула (25.34)], то расчет на галопирование не производится. Усилия, возникающие в направлении действия ветра и в поперечном направлении при резонансе, складываются геометрически. В табл. 25.7 приведены некоторые, наиболее характерные случаи сложения усилий или перемещений $X^{\text{рез}}(z)$, возникающих при резонансе с соответственно статической и динамической составляющей усилий или перемещений $X^{\text{с}}(z)$, $X^{\text{д}}(z)$ от действия ветра по потоку. При определении усилий или перемещений при резонансе

$$X^{\text{рез}}(z) = \frac{\pi}{\delta} X^{\text{с}}(z) \qquad (25.40)$$

логарифмический декремент колебаний $\delta = 0{,}05$, если нет данных, обосновывающих его отличие от этого значения.

При определении статического воздействия силы поперек ветрового потока $X^{\text{с}}(z)$ коэффициент c_y поперечной силы принимается на основании экспериментальных данных. Для кругового цилиндра, согласно СНиП II-А.11-74, $c_y = 0{,}25$. Для некоторых других форм и направлений ветра c_y можно принимать на основании рис.

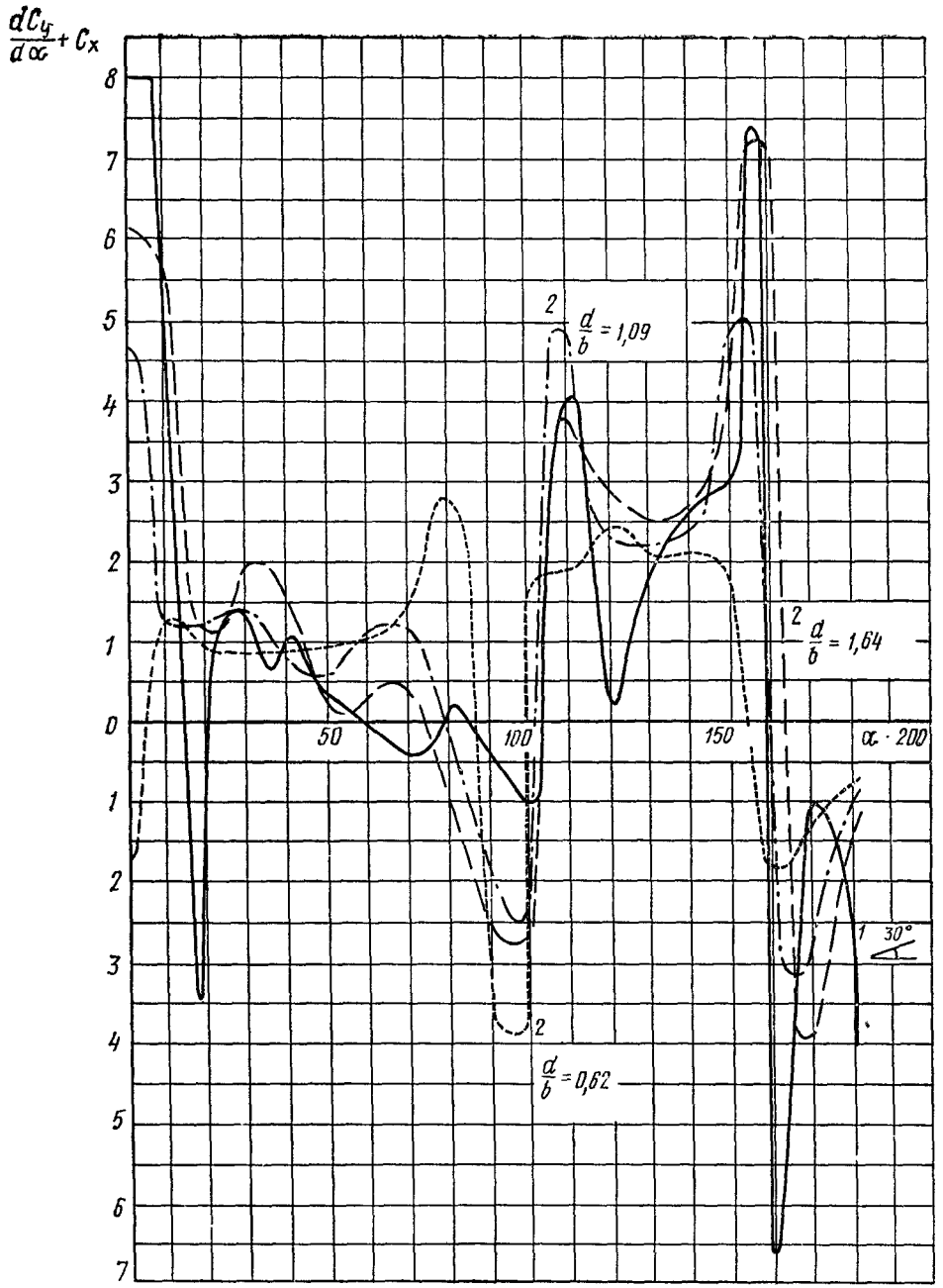


Рис. 25.15. Значения $C_x + \frac{dC_y}{d\alpha}$ для

1 — клина; *2* — трапеций

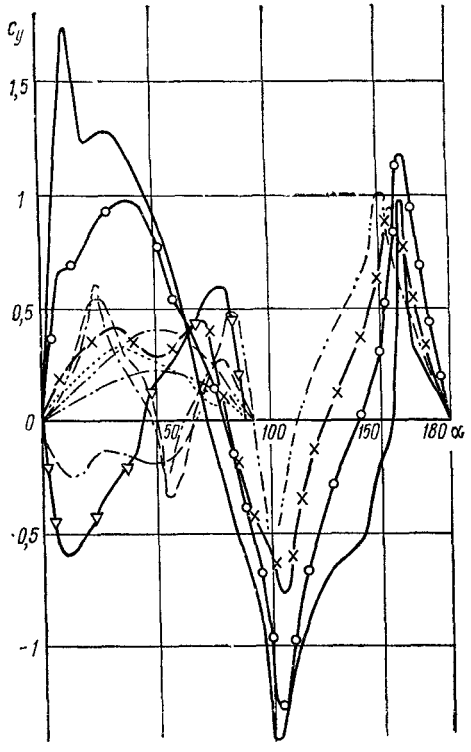


Рис. 25.16. Значения c_x для ряда профилей (обозначения см. на рис. 25.17)

25.16. На рис. 25.17 для этих же сечений приведены значения c_x.

Напряжения в конструкции, полученные на основе данных об усилиях (табл. 25.7) при колебаниях, не должны превышать значений, получаемых согласно п. 8.1 СНиП II-В.3-72, и коэффициентов, указанных в прил. 8 к нему при числе циклов нагружения более $5 \cdot 10^6$. Коэффициент c_y может быть определен экспериментальным путем.

При малых значениях напряжений от сил массы и изгиба по потоку (менее 100 кг/см²) значения γ и R_γ приведены в табл. 25.8. Если скорость галопирования $V_г < V_{макс}$, то возможно возникновение галопирующих колебаний и необходимо принять специальные меры для их предотвращения.

25.6. ОБЛЕДЕНЕНИЕ

Нормативная гололедная нагрузка $P_н$ определяется согласно СНиП II-6-74, пп. 7.1—7.5.

В случаях, когда известно, что в районе строительства возможны регулярные образования плотных гололедно-изморозевых отложений типа смеси с плотной наружной коркой обледенения и с последующими ветрами $V \approx 0{,}5\ V_{макс}$, расчет должен производиться по специальным техническим условиям, согласованным с ГГО.

25.7. ТЕМПЕРАТУРА

Нормативные температурные климатические воздействия определяются согласно СНиП II-6-74, пп. 8.1—8.7.

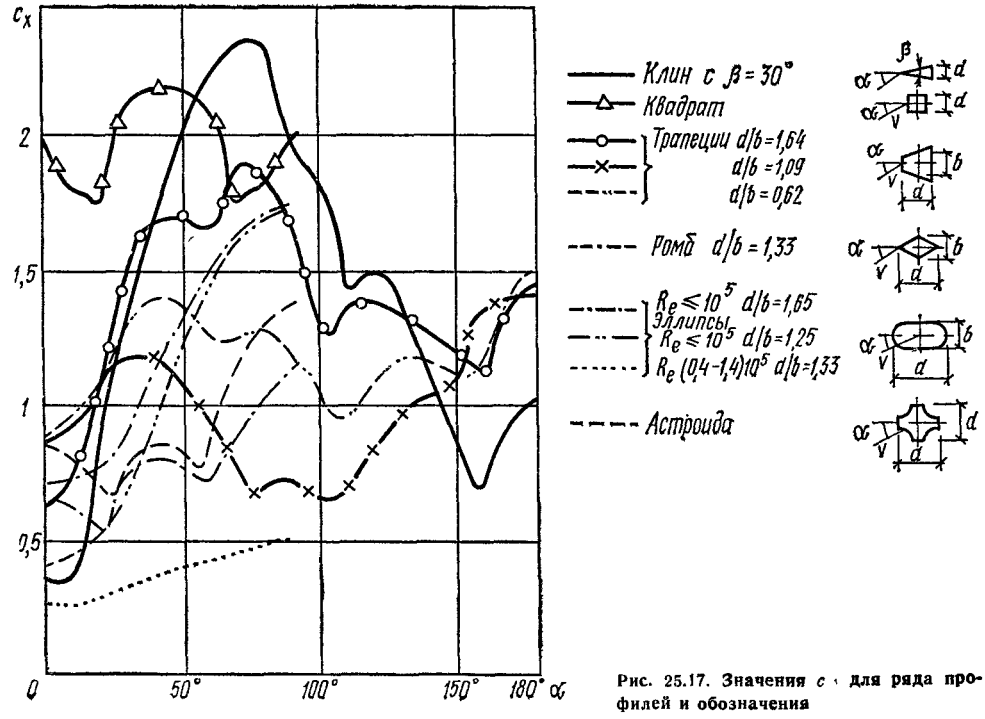


Рис. 25.17. Значения c_x для ряда профилей и обозначения

Таблица 25.8. Значения γ и $R_{r\gamma}$ для некоторых марок стали

Класс стали	R_r, кН/см²	Коэффициенты a	b	c при числе циклов нагружения, млн. 2	5	γ при $\rho=-1$ и при числе циклов, млн. 2	5	$R_{r\gamma}$, кН/см², при числе циклов, млн. 2	5	Группа соединений (см. прил. 8 СНиП II-В. 3-72)
С38/23	21	1,2	0,6	1	0,9/0,85	0,555	0,5	11,6	10,5	1
		1,3	0,7			0,5	0,45	10,5	9,45	2
		1,55	0,95			0,4	0,36	8,4	7,55	3
		1,85	1,26			0,332	0,299	7	6,27	4
		2,1	1,5			0,278	0,25	5,85	5,25	5
		2,75	2,15			0,204	0,174	4,27	3,67	6
		3,5	2,9			0,156	0,133	3,27	2,8	7
		4,8	4,2			0,111	0,094	2,32	1,98	8
С44/29 / С46/33	26/29	1,25	0,65	1	0,9	0,525	0,473	13,6/15,2	12,2/13,7	1
		1,45	0,85			0,435	0,392	11,3/12,6	10,4/11,3	2
		1,8	1,2			0,334	0,3	8,7/9,65	7,8/8,7	3
		2,4	1,8			0,238	0,214	6,26/6,9	5,58/6,2	4
		2,75	2,15			0,204	0,184	5,3/5,9	4,8/5,3	5
		3,8	3,2		0,85	0,143	0,122	3,7/4,15	3,15/3,52	6
		4,8	4,2			0,1	0,085	2,6/2,9	2,2/2,46	7
		6	5,4			0,088	0,075	2,3/2,56	1,95/2,18	8

При необходимости уточнить характер изменения температуры по высоте сооружения предлагается использовать график (рис. 25.18), на котором показан характер изменения температуры воздуха с высотой в слое от поверхности земли до 2 км высоты. Значении температур у земли даны через 4°. По значениям температуры наружного воздуха наиболее холодной пятидневки $t_{хол.пятд}$ на графике выбирается кривая, у которой значение температуры воздуха вблизи земной поверхности (отсчитываемое по оси абсцисс) равно значению температуры воздуха наиболее холодной пятидневки $t_{хол.пятд}$. По этой кривой определяется характер изменения расчетной температуры

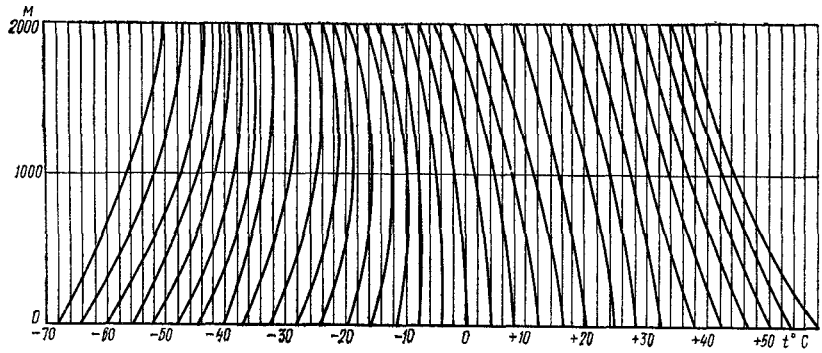


Рис. 25.18. Изменения температуры воздуха с высотой и в слое над поверхностью земли до 2000 м

для сооружений по высоте. В случае, если значение $t_{хот\ пятд}$ окажется между 4-градусными интервалами температурных кривых, нужные значения $t_{расч}$ определяют с помощью интерполяции между ближайшими значениями температурных кривых на графике

25.8. ОСОБЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

Сейсмические воздействия. При их определении на опоры следует руководствоваться СНиП II-А.12-69 с добавлением раздела 5, опубликованного в БСТ № 12 за 1972 г. Обращается внимание на п. 2.5 указанного СНиП, в котором предлагается при расчете высоких гибких сооружений, к которым относятся опоры, значение коэффициента динамичности β_i вследствие сравнительно малого затухания колебаний увеличивать в 1,5 раза.

Применительно к нормам на сейсмические воздействия можно вести расчет опор от действия подземных взрывов. Коэффициент сейсмичности k_c принимается по данным специализированных организаций.

При уточненных расчетах мачт с оттяжками можно использовать методику, изложенную в «Рекомендациях по расчету мачт с оттяжками на сейсмические и ветровые воздействия» ЦНИИпроектстальконструкции, составленную сектором динамики и сейсмостойкости в 1973 г.

Монтажные воздействия и воздействия при транспортировании. При определении монтажных нагрузок необходимо учитывать способы монтажа (наращивание, подращивание, подъем целиком или частями). Способы монтажа влияют на изменение расчетной схемы по отношению к конечной, являющейся эксплуатационной.

При нестандартных условиях транспортирования элементы конструкций опор должны быть рассчитаны в соответствии со схемами их укладки и характером силовых воздействий при транспортировании.

Прочие особые воздействия. Воздействия при воздушных взрывах учитываются в соответствии со специальными нормами.

Одностороннее тяжение антенн, возникающее в результате опускания или обрыва их, учитывается в особых условиях, оговоренных в задании на проектирование.

Сохранность мачт от разрушения при обрыве одной из оттяжек может учитываться в расчете только при специальных заданиях заказчика для особо ответственных объектов. При этом оговариваются особые условия напряженного состояния.

Изменение режима натяжения оттяжек при их съеме должно учитываться изменением в худшую сторону величины предварительного натяжения (на ±25%).

В оговариваемых при задании условиях возможен учет просадок фундаментов у мачт и башен. При просадках, вызывающих увеличение напряжений в элементах конструкции по отношению к расчетному сопротивлению на 20% и более, необходимо принимать конструктивные меры по сохранению расчетных параметров.

ГЛАВА 26 МЕТОДЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Схемы и конструктивные решения антенных сооружений принимаются в зависимости от технологических требований (размещения оборудования, ограничения перемещений, класса капитальности) и должны удовлетворять технико-экономическим требованиям, характеризуемым приведенными затратами капитальными и эксплуатационными.

26.1. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ И МЕТОДЫ РАСЧЕТА БАШЕН

26.1.1. Схемы башен

В табл. 26.1 приведены наиболее рациональные параметры решетчатых башен в зависимости от высоты сооружений и доли воздействия технологического оборудования. Следует иметь в виду, что область применения сплошностенчатых башен в настоящее время ограничена в связи с недостаточными исследованиями оптимальности применения их для уникальных решений обелисков, вентиляционных и дымовых труб, флагштоков, осветительных вышек и др.

Применение башен неправильной формы в плане, в первую очередь в виде прямоугольника, рационально в тех случаях, когда характер силового воздействия, обусловленный действием в основном горизонтальных сил, различен относительно поперечного сечения опоры, но постоянен по времени. Чтобы создать равнопрочную конструкцию, соотношение сторон при прямоугольном плане должно удовлетворять условию

$$\frac{a_x}{a_y} \approx \frac{M_{xz}}{M_{yz}}, \qquad (26.1)$$

где M_{xz}, M_{yz} — моменты, действующие в указанных плоскостях (z — вертикальная ордината); a_x, a_y — размеры сторон прямоугольника.

Башни высотой 300 м и более следует относить к первому классу капитальности при условии, если технологическая организация не обоснует возможность понижения класса капитальности.

Класс капитальности башен меньшей высоты устанавливается технологической организацией, руководствуясь ранее изложенными соображениями.

26.1.2. Виды решеток и размещение диафрагм

В башнях применяются виды решеток, указанные в табл. 26.1.

Для опор высотой более 100 м при трубчатых поясах и коэффициенте $Q_{об}/(Q_{об}+Q_{ст.в}) \leqslant 0{,}025$ наиболее экономична перекрестная предварительно-напряженная решетка из круглой стали повышенной прочности или из канатов. Ромбическая и шпренгельная решетки применяются при

Таблица 26.1. **Рациональные параметры решетчатых башен**

Высота, м	$\frac{Q_{об}}{Q_б+Q_{об}}$	Форма в плане			Сортамент				Класс стали		Конфигурация		
		△	□	многоугольник	○	L,[,I	•	—	С38/23	С44/29; С46/33	‖	/\	/\
До 50	0	+			+				+			+	+
	0,25	+			+				+			+	+
	0,5		+		+	+			+			+	+
	1		+	+	+	+			+	+	+	+	+
100	0	+			+				+			+	+
	0,25	+	+		+				+			+	+
	0,5		+		+				+			+	+
	1		+	+	+	+			+	+	+	+	+
200	0	+			+				+			+	+
	0,25	+	+		+				+			+	+
	0,5		+	+	+				+	+		+	+
	1			+	+	+	+	+	+	+		+	+
400	0	+			+				+			+	+
	0,25		+	+	+				+	+		+	+
	0,5			+	+		+	+		+		+	+
	1			+	+	+	+	+		+		+	+

Высота, м	$\frac{Q_{об}}{Q_б+Q_{об}}$	Геометрические параметры		Монтажные соединения			Схема решетки		
		$\frac{a_{осн}}{H}$	$\frac{a_b}{H}$	сварка	высокопрочные болты	фланцы			
До 50	0 0,25 0,5 1	$\frac{1}{20}-\frac{1}{10}$	В соответствии с требованиями задания	При монтаже способом подращивания или подъема целиком	+	При поясах из труб	При поясах из труб	При поясах из труб L, [, I • →	При любом сортаменте
100	0 0,25 0,5 1				+				При поясах из труб
200	0 0,25 0,5 1				+				
400	0 0,25 0,5 1				+				

прокатных профилях, чтобы уменьшить свободную длину поясов. Треугольная решетка с несовмещенными узлами рациональна при различных отношениях радиусов инерции сечений в двух взаимно перпендикулярных направлениях, т. е. при несимметричных сечениях поясов Треугольная решетка с совмещенными узлами нерациональна, поскольку гибкость поясов (при применении постоянного профиля в сечениях данной панели) различна и может применяться лишь в случаях, когда необходима организация в гранях определенно ориентированных проемов.

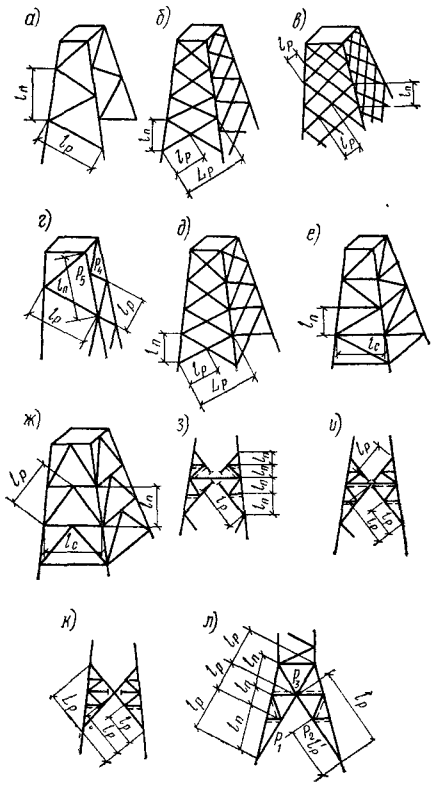


Рис. 26.1. Основные виды решеток, применяющиеся в опорах линий электропередачи

а, б — соответственно треугольная и перекрестная с несовмещенными в смежных гранях узлами; *в* — сложная перекрестная; *г, д* — соответственно треугольная и перекрестная с совмещенными в смежных гранях узлами; *е* — треугольная с распорками; *ж* — с восходящими раскосами; *з—л* — ромбические треугольные

При высоте до 50 м для некоторых видов опор применяются прокатные профили. На рис. 26.1 приведены основные виды решеток, применяющихся в опорах линий электропередачи.

При опорах большой высоты (300 м и более) для использования существующего на металлургических заводах проката применяют в основании правильные многоугольники с большим числом сторон В этом случае для уменьшения числа операций по соединению решетки на монтаже целесообразно применять блочную систему решетки (рис. 26.2).

Диафрагмы, располагаемые в поперечном сечении стволов, должны рассчитываться на фактическое действие нагрузок.

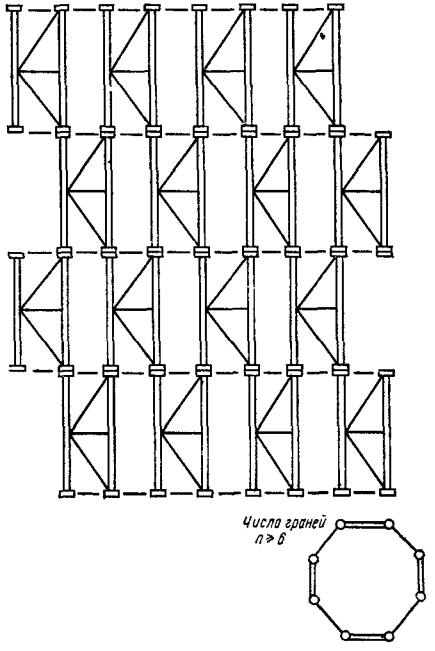


Рис. 26.2. Блочная схема решетки для башен

Если диафрагмы не несут специальных нагрузок, а обеспечивают геометрическую неизменяемость формы поперечного сечения при распределенном действии ветра, то они должны устанавливаться в местах переломов и при отсутствии надлежащих обоснований не реже чем через интервалы, равные трехкратному среднему размеру описанного по поясам диаметра.

26.1.3. Особенности расчета решетчатых башен

Общие положения. Башни являются внешне статически определимыми системами и методика определения M, N, Q в рассматриваемом сечении зависит от параметров башни и решетки. Перераспределение усилий между поясами, раскосами и распорками зависят не только от формы в плане и направления силовых воздействий, но и от схемы решетки. Обычно пренебрегают жесткостью узлов башен при отношении высоты пояса d к пролету панели $l_п$ больше 0,1. Такое допущение для пластических сталей создает с точки зрения предельного состояния некоторый дополнительный запас несущей способности. Внутренне статически неопределимыми являются системы с перекрестными раскосами, при расчете которых должно учитываться влияние сил веса и предварительного натяжения (последнее особенно сущест-

венно для мачт). В башнях с симметричной формой поперечного сечения для случая крестообразных раскосов без предварительного натяжения распределение усилий между отдельными поясами и гранями (решеткой) при отсутствии местных сил может определяться по формулам:

$$N_{\text{пояса макс.м}} = 2M_{\text{об}}\,(nr_{\text{оп}}\cos\alpha)^{-1}; \quad (26.2)$$

$$Q_{\text{гр.макс.}} = 2Q_{\text{об}}\,n^{-1}; \quad (26.3)$$

$$N_{\text{пояса р}} = -\frac{p_{\text{об}}}{n\cos\alpha}\times$$

$$\times\frac{\sin\alpha_{\text{р}}\,\text{tg}^2\alpha_{\text{р}}\,F_{\text{р}}/F_{\text{р.п}} + (1+}{2\cos\alpha_{\text{р}} + \sin\alpha_{\text{р}}\,\text{tg}^2\alpha_{\text{р}}\,F_{\text{р}}/F_{\text{р.п}} +}\rightarrow$$

$$\rightarrow\frac{+\,\text{tg}^2\alpha_{\text{р}})\,F_{\text{п}}/F_{\text{р.п}}}{+(1+\text{tg}^2\alpha_{\text{р}})\,F_{\text{п}}/F_{\text{р.п}}}; \quad (26.4)$$

$$N_{\text{раск.р}} = -\frac{p_{\text{об}}}{n\cos\alpha}\,\frac{1}{2\cos\alpha_{\text{р}} +}\rightarrow$$

$$\rightarrow\frac{1}{+\sin\alpha_{\text{р}}\,\text{tg}^2\alpha_{\text{р}}\,F_{\text{р}}/F_{\text{р.п}} + (1+}\rightarrow$$

$$\rightarrow\frac{1}{+\,\text{tg}^2\alpha_{\text{р}})\,F_{\text{п}}/F_{\text{р.п}}}; \quad (26.5)$$

$$N_{\text{расп.р}} = N_{\text{раск.р}}\sin\alpha_{\text{р}}, \quad (26.6)$$

где $M_{\text{об}}$, $Q_{\text{об}}$, $p_{\text{об}}$ — соответственно общие изгибающий момент, поперечная сила и вертикальное усилие в рассматриваемом сечении; n — число граней, $r_{\text{оп}}$ — описанный радиус по центру сечения; α — угол наклона пояса к вертикали; $\alpha_{\text{р}}$ — угол наклона раскоса к вертикали; $F_{\text{п}}$, $F_{\text{р}}$, $F_{\text{р п}}$ — соответственно площади поясов, раскосов и распорок.

При статически определимой решетке формула (26.4) приобретает вид

$$N_{\text{пояса р.стат.опр}} = \frac{p_{\text{об}}}{n\cos\alpha}; \quad (26.4а)$$

$$N_{\text{раск.р.стат.опр}} \approx 0 \approx N_{\text{расп.р.стат.опр}}. \quad (26.4б)$$

Усилия от кручения, действующие в плоскостях граней, определяются по формуле

$$Q_{\text{пан}\,M_{\text{кр}}} = \frac{M_{\text{кр}}}{nr_{\text{оп}}\cos\pi/n}. \quad (26.7)$$

На указанное усилие рассчитываются лишь элементы решетки; усилия в поясах

$$N_{\text{пояса}M_{\text{кр}}} = 0. \quad (26.8)$$

При крестовой решетке в местах заделки поясов в фундамент связи со статической неопределимостью от действия сил веса должен учитываться распор:

$$H_{\text{р}} = \frac{p}{n\cos\alpha}\,\frac{\sin\alpha_{\text{р}}}{2\cos\alpha_{\text{р}} + (1+\text{tg}^2\alpha_{\text{р}})\,F_{\text{п}}/F_{\text{р}}}. \quad (26.9)$$

Усилие по биссектрисе центрального угла

$$H_{\text{р.бис}} = 2H_{\text{р}}\sin\frac{\alpha}{2} = 2H_{\text{р}}\sin\pi/n, \quad (26.10)$$

где $\alpha = 2\pi/n$; n — число граней.

При изменении температуры воздуха по сравнению с температурой в момент замыкания первой секции башни на фундамент действуют следующие горизонтальные силы в направлении биссектрисы угла между гранями:

$$H_{t\text{бис}} \approx \frac{3\alpha t}{2\cos\pi/n}\,\frac{aEJ}{l^3/n}, \quad (26.11)$$

где a — сторона грани в основании; $l_{\text{п}}$ — высота панели, примыкающей к фундаменту; J — момент инерции пояса.

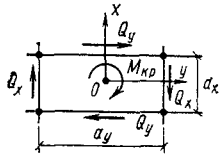


Рис. 26.3. Схема распределения усилий в гранях ствола прямоугольной формы при действии крутящего момента

При этом на пояс башни и на фундамент действует изгибающий момент

$$M_{\text{изг}t} = H_{t\text{бис}}\,l_{\text{п}}. \quad (26.12)$$

Расчет от действия горизонтальных сил целесообразно вести независимо от составляющих, нормальных граням, суммируя получающиеся усилия.

Расчет от действия нормальных сил и изменения температуры следует вести, руководствуясь ранее изложенными соображениями. При этом в запас принимается $\cos\pi/n = 1$.

При действии крутящего момента при прямоугольной форме распределение усилий между гранями может приниматься по формулам:

$$Q_x = M_{\text{кр}}/2a_y; \quad (26.13)$$

$$Q_y = M_{\text{кр}}/2a_x. \quad (26.14)$$

Обозначения приведены на рис. 26.3.

Башни должны обязательно проверяться на зональное воздействие ветра (рис. 25.7) с использованием формул (25.10) и (25.11).

Расчет решетчатого ствола. Рациональна такая последовательность расчета:

а) устанавливаются габаритные размеры башни и геометрическая схема разбивки на панели (на основании опыта и соображений, изложенных в предыдущих разделах);

б) приближенно задаются значением периода собственных колебаний башни C по первой форме

$$T_1 \approx H/100; \quad (26.15)$$

в) принимая (на основании опыта и соображений, изложенных в предыдущих разделах) установленные габаритные размеры и геометрическую разбивку ствола на зоны для верхней секции, задаются размером сечений, входящих в состав элементов, и определяются нагрузка и усилия в элементах этой секции и напряжения;

г) если напряжения в одном из основных элементов (пояс, раскос, распорка)

$$\sigma \neq Rm, \qquad (26.16)$$

то изменяют сечения и делают перерасчет до тех пор, пока

$$\sigma \approx Rm; \qquad (26.17)$$

д) после определения расчетом размеров сечений верхней секции переходят к

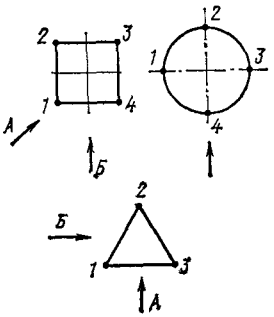


Рис. 26.4. Схемы наиболее опасных направлений ветра

А — при расчете поясов; *Б* — при расчете решетки для башен с различной формой поперечного сечения

расчету следующей секции. При этом принимается нагрузка от вышележащей секции, и методом попыток, как и для первой секции, определяют сечения во второй секции;

е) аналогично рассчитываются все нижележащие секции.

В случаях, когда есть программы для расчета башен на ЭВМ, ручной счет может быть использован лишь для приближенных расчетов или качественной оценки результатов расчетов на ЭВМ.

Чтобы унифицировать сечения, расчет ведут не для всех секций, а группируя одинаковые сечения в двух-трех секциях. В качестве первого приближения можно рассчитать сечения так: при высоте до 50 м — 4—5, при высоте 100 м — 6—8, при высоте 200 м — 8—12 и при высоте 400 м — 10—16 сечений.

После первого этапа расчета уточняют применительно к полученным в расчете характеристикам (распределением масс и жесткостей сечения ствола по высоте) значение периода собственных колебаний и при существенном отличии (более чем в 1,5 раза) от первоначального периода колебаний производят перерасчет конструкции. Для определения периодов собственных колебаний башен целесообразно использовать существующие программы, составленные для различных классов ЭВМ. При невозможности использовать ЭВМ значения периодов собственных колебаний можно принимать с учетом данных табл. 26.2.

Наиболее опасные направления ветра при расчете поясов и решетки башен с различной формой поперечного сечения в плане показаны на рис. 26.4.

Прогиб в башне в плоскости данной грани может быть определен как функция прогиба этой грани

$$y_j = \Sigma \frac{N_i N_{ji} l_i}{F_i E} = \frac{1}{E} \Sigma \sigma_i \overline{N}_{ji} l_i, \qquad (26.18)$$

где y_j — прогиб в данной грани в точке j от внешних воздействий, вызывающих в произвольном i-м элементе данной грани с

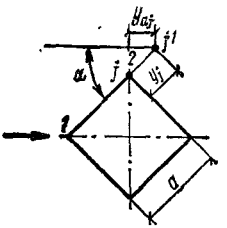


Рис. 26.5. Связь между перемещением изолированной плоской грани фермы, образующей грань башни, и перемещением башни

площадью F_i усилие N_i; $\sigma_i = N_i/F_i$ — напряжение в i-м элементе; N_{ji} — усилие в i-м элементе от силы $H=1$, приложенной в точке j в направлении искомого отклонения; l_i — длина i-го элемента.

Если плоскость грани не совпадает с направлением действующих сил и составляет с ним угол α (рис. 26.5), то перемещение башни в точке j равно:

$$y_{\alpha j} = y_j \cos\alpha = \frac{\cos\alpha}{E} \Sigma \sigma_i \overline{N}_{ji} l_i. \qquad (26.19)$$

Угол поворота сечения башни в вертикальной плоскости можно в первом приближении определить с учетом поворота одной из граней:

$$\varphi = \frac{(z_{1j} - z_{2j}) \cos\alpha}{l_п a}, \qquad (26.20)$$

где z_{1j} и z_{2j} — вертикальные перемещения двух точек грани (см. рис. 25.6);

$$z_{1j} = \frac{1}{E} \Sigma \sigma_i \overline{N}_{ji} v_1 l_i; \qquad (26.21)$$

$$z_{2i} = \frac{1}{E} \Sigma \sigma_i \overline{N}_{ji} v_2 l_i. \qquad (26.22)$$

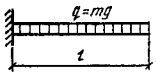
Чтобы упростить расчет, допускается использовать результаты, полученные по формуле (26.20):

$$\varphi = \frac{z_{\alpha j} - z_{\alpha j-1}}{l_п}, \qquad (26.23)$$

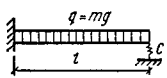
где j, $j-1$ — узлы ближайших по высоте панелей башни; $l_п$ — размер панели (расстояние между точками j и $j-1$).

Таблица 26.2. Частотные характеристики стержней с различными законами изменения жесткости и опорными закреплениями

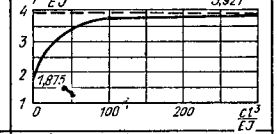
Схема стержня	Частотные характеристики

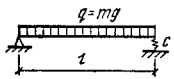


№ формы S	$l\sqrt[4]{\frac{m\omega_S}{EJ}}$	Отношение частот ω_S/ω_1
1	1,8751	1
2	4,69409	6,26689
3	7,85476	17,5475
4	10,9955	34,3861
5	14,1372	56,8426

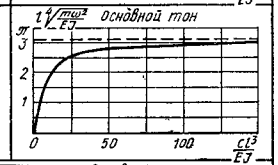


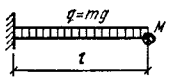
c-жесткость пружины





c-жесткость пружины





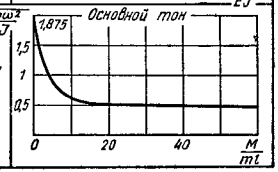
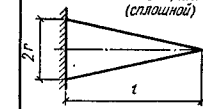


Схема стержня	Частотные характеристики

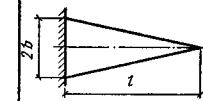
Конический стержень (сплошной)



Частота основного тона

$$\omega = 4{,}359\,\frac{r}{l^2}\sqrt{\frac{Eg}{\gamma}}$$

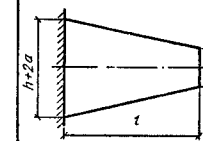
Клин



Частота основного тона

$$\omega = 5{,}315\,\frac{b}{l^2}\sqrt{\frac{Eg}{3\gamma}}$$

Клинообразная консоль



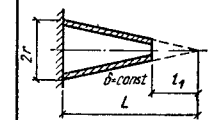
Частота основного тона

$$\omega = c\sqrt{\frac{EJ_0}{(1+\alpha)\,l^4 F_0}\,\frac{g}{\gamma}}$$

Значение коэффициентов α и c

коэф	$k = \frac{2a}{h}$						
	3	2,5	2,0	1,5	1,0	0,5	0,0
c	22,4	19,0	14,52	11,28	8,40	5,82	3,56
α	0,558	0,454	0,372	0,279	0,186	0,093	0

J_0, F_0 - момент инерции и площадь полного сечения нижнего основания



Частота основного тона

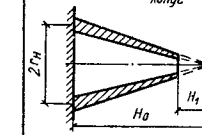
$$\omega = \frac{2\pi}{c\,l^2}\sqrt{\frac{E J_0}{F_0}\,\frac{g}{\gamma}}$$

l_1/L	0	0,264	0,501	0,754	1,00
c	0,719	1,101	1,368	1,695	1,788

J_0, F_0 - момент инерции и площадь полного сечения нижнего основания

Схема стержня	Частотные характеристики

Полый усеченный конус

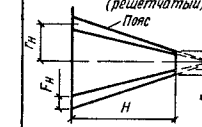


Период собственных колебаний основного тона

$$T = K\,\frac{H^2}{r_H}\sqrt{\frac{\gamma}{E}}$$

$\frac{H_1}{H_0}$	0,4	0,6	0,8	1,0
K	0,413	0,48	0,542	0,572

Стержень из поясов (решетчатый)



При $F_B = F_H = F_1$; $r_B = r_H = r_1$

$$T = 0{,}775\,\frac{H^2}{r}\sqrt{\frac{K_{констр}\,\gamma}{E}},$$

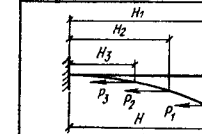
$K_{констр}$ - конструктивный коэффициент

r - радиус окружности по осям поясов

Масса груза велика по сравнению с массой стержня

Период собственных колебаний

$$T = 1{,}155\,H\sqrt{\frac{PH}{EJ}}$$



То же, при действии многих сил

Период собственных колебаний

$$T = 1{,}155\,H\sqrt{\frac{P_{прив}\,H}{EJ}},$$

$$P_{прив} = P_1 + P_2\left(\frac{H_2}{H_1}\right)^2 + \ldots + P_n\left(\frac{H_n}{H_1}\right)^2$$

26.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ И МЕТОДЫ РАСЧЕТА МАЧТ

26.2.1. Общие сведения

Мачта состоит из трех основных частей:

а) ствола — упругого стержня, располагаемого обычно вертикально, способного воспринимать продольные и поперечные нагрузки, которые могут иметь различные направления в плане по отношению к стволу в связи с изменением направления ветра;

б) оттяжек, являющихся упругими опорами для ствола;

в) фундаментов: центрального, на который опирается или в который заделывается ствол мачты, и анкерных, к которым крепятся оттяжки.

Иногда, чтобы уменьшить провисание оттяжек и улучшить виброустойчивость мачт, устанавливают реи, уменьшающие пролеты оттяжек.

Схемы мачт без рей и с реями даны на рис. 26.6.

На мачту при ее эксплуатации всегда действуют: силы веса ствола $g_{i\,\text{ств}}$ и оттяжек $g_{i\,\text{отт}}$; усилия от предварительного натяжения оттяжек в j-м узле мачты

$$N_{j0t} \approx \sigma_{j0t} F_j n_j \cos \alpha_j, \qquad (26.24)$$

где j — индекс, указывающий на положение узла крепления оттяжки к стволу мачты; 0, t — индексы, указывающие на то, что напряжение монтажное (0 — при отсутствии ветра и обледенения при соответствующей температуре воздуха t); F_j — площадь поперечного сечения оттяжки; σ_{j0t} — монтажное напряжение оттяжек данного яруса при рассматриваемой температуре; n_j — число оттяжек данного яруса в плане; α_j — угол наклона хорд оттяжек к стволу.

Чтобы уточнить монтажное воздействие при определении N_{j0t}, следует принимать за угол α_j не угол с хордой в точке крепления оттяжек, а с касательной к оттяжке. Достаточное уточнение достигается при использовании формулы

$$N_{j0t} \approx \sigma_{j0t} F_j n_j \cos(\alpha_j - \Delta\alpha_j), \qquad (26.25)$$

где $\Delta\alpha_j \approx g_{1j} h_j tg\, \alpha_j (2\sigma_{j0t} F_j)^{-1}$ — угол между хордой и касательной у оттяжки (рис. 26.7).

Допускается рассчитывать мачту и проводить оптимизацию ее параметров, используя следующие допущения:

а) мачта расчленяется на ствол и оттяжки;

б) статический расчет производится в соответствии с методикой, изложенной далее, и в соответствии с ней определяются как в нелинейной системе жесткости узлов, которые в дальнейшем расчете на динамическую добавку принимаются постоянными,

в) определение собственных частот ствола мачты и форм производится только для первой формы при ручном счете и для трех первых частот при использовании ЭВМ. В последнем случае, по требованию проектировщиков, может быть задано большое число форм;

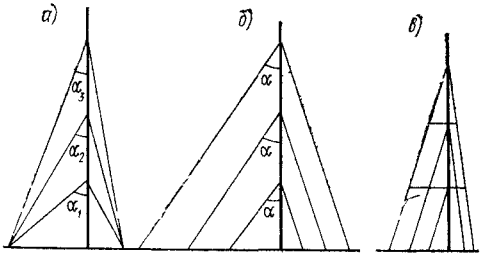


Рис. 26.6. Схемы мачт

а — с оттяжками, сходящимися у одного анкера; *б* — с оттяжками, закрепленными у разных анкеров, *в* — с реями, уменьшающими провисание оттяжек

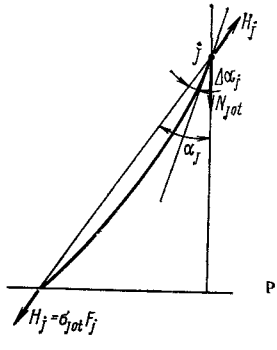


Рис. 26.7. Обозначения

г) приращение напряжений и перемещений (по отношению к статическому) от динамических добавок определяется для каждой формы раздельно, поэтому среднеквадратические значения динамической добавки суммируются со статическими значениями согласно СНиП II-6-74;

$$X = X^{\text{с}} + \sqrt{\Sigma\left(X_i^{\text{д}}\right)^2}, \qquad (26.26)$$

где $X^{\text{с}}$, $X^{\text{д}}$ — усилия или перемещения соответственно от статической и динамической нагрузки при i-й форме собственных колебаний;

д) усилия в оттяжках находятся из расчета отдельных вант на суммарные нагрузки от нормативного ветра с учетом коэффициента пульсации и коэффициента корреляции, принимаемых согласно СНиП II-6-74 и прикладываемых статически к оттяжке, у которой точка прикрепления к стволу мачты статически переместилась в положение, определяемое из воздействий, полученных по формуле (26.26).

Допускается проводить оптимизацию параметров мачты при воздействиях на нее, характеризующихся выражением (26.26), но приложенных статически. Возможно также вести расчет применительно к схеме, приведенной на рис. 25.12, *б*.

Мачты высотой более 500 м обязательно проверяют на зональное воздействие ветра (см. рис. 25.6), используя формулы (25.10) и (25.11). Предотвращение колеба-

ний оттяжек мачт выбором соответствующих параметров в настоящее время невозможно вследствие изменчивости многих параметров оттяжек и воздействий. Поэтому при конструировании необходимо использовать апробированные способы предотвращения колебаний, а расчет механических элементов оттяжек вести на выносливость в соответствии со СНиП II-В.3-72

26.2.2. Основные положения расчета нитей

Расчетные данные для нитей, нагруженных равномерно по длине (цепная линия), по горизонтали (парабола) и в направлении радиусов (окружность), приведены в табл. 26.3.

При загрузке нити равномерно распределенными силами (изоляторы, подвески, механические детали и пр.) расчет можно вести на эквивалентную нагрузку, которая при числе сил более трех и равномерном их распределении по пролету может быть определена по формуле

$$g_{\text{экв}} \approx \Sigma p_i / l \qquad (26.27)$$

или во всех случаях

$$g_{\text{экв}} \approx 8M_{\text{макс}}/l^2, \qquad (26.28)$$

где $M_{\text{макс}}$ — максимальный изгибающий момент, определенный как для однопролетной балки от действия сил p_i.

Если наклонная нить, имеющая распределенный вес, удовлетворяет условию

$$f_0/l \leqslant \operatorname{tg}\alpha/160, \qquad (26.29)$$

то ее можно рассчитывать как нить пролетом l под нагрузкой $g_0 \sin\alpha$ (пренебрегая касательными составляющими $g_0 \cos\alpha$), так как погрешность в расчете не превышает 5%. При более точных расчетах или невыполнении условия (26.29) необходимо учитывать касательные составляющие и определять усилия в верхней и нижней точках закрепления наклонной нити по формулам:

$$T_A = \sqrt{F^2\sigma_0^2 - F\sigma_0^2 g_0 h + \frac{g_0^2 l^2}{4}} \approx$$

$$\approx H_0 - \frac{g_0 l}{2}; \qquad (26.30)$$

$$T_B = \sqrt{F^2\sigma_0^2 + F\sigma_0^2 q_0 h + \frac{g_0^2 l^2}{4}} \approx$$

$$\approx H_0 + \frac{g_0 l}{2}, \qquad (26.31)$$

где $H_0 = \sigma_0 F$; H_0 — монтажное усилие в середине каната; T_A — усилие в канате у точки закрепления к анкеру; T_B — усилие в канате у точки закрепления к стволу; q_0 — эквивалентный вес 1 м длины каната; $h = l\cos\alpha$ — превышение точек закрепления каната; l — длина каната.

Истинная длина нити, т. е. ее длина в ненапряженном состоянии при постоянной температуре

$$l_{\text{н}} = l\,\frac{1 + 8f^2/3l^2}{1 + \sigma/E} \approx l\left(1 + \frac{8}{3}\frac{f^2}{l^2} - \frac{\sigma}{E}\right) \qquad (26.32)$$

а с учетом возможного изменения температуры на t по сравнению с моментом натяжения

$$l_{\text{н}} = l\,\frac{1 + 8f^2/3l^2}{(1 + \sigma/E)\,[1 + (\pm\alpha t)]} \approx$$

$$\approx l\left[1 + \frac{8}{3}\frac{f^2}{l^2} - \frac{\sigma}{E} - (\pm\alpha t)\right]. \qquad (26.33)$$

В связи с нелинейной зависимостью между нагружением и изменением напряжений разрешается при расчете нитей учитывать предельные состояния введением специального коэффициента η.

$$\sigma \leqslant R_{\text{доп}}\, m\eta; \qquad (26.34)$$

$$R_{\text{доп}} = \frac{R_{\text{р}}}{k_{\text{без}}}, \qquad (26.35)$$

где $R_{\text{р}}$ — сопротивление разрушению каната в целом; $k_{\text{без}} = 1{,}6$ — коэффициент безопасности по материалу (п. 3.3 СНиП II-В.3-72); m — коэффициент условия работы (см. табл. 25.5);

$$\eta = \frac{q_{\text{пред}}}{q_{\text{доп}}} = \sqrt{1 + \frac{3}{8}\frac{R_{\text{р}}}{E}\left(\frac{l}{f}\right)^2} \times$$

$$\times \sqrt{\frac{k_{\text{зап}} - 1}{k_{\text{зап}}}\,(1 - k_\Delta)}; \qquad (26.36)$$

$k_{\text{зап}}$ — фактический коэффициент запаса при расчете в линейной постановке;

$$k_\Delta = \pm\nu\frac{E}{F} = \pm\frac{\Delta l}{l}\,\frac{E}{R_{\text{р}}/k_{\text{зап}} - \sigma_0}; \qquad (26.37)$$

ν — коэффициент, характеризующий податливость опоры; σ_0 — монтажное напряжение; k_Δ — знак зависит от направления смещения опоры, а размер — от значений, входящих в эту величину параметров:

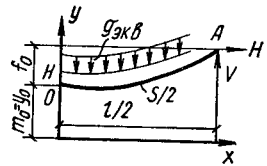
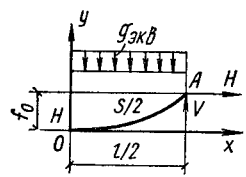
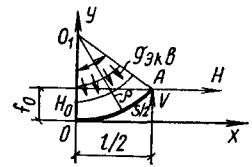
$$\text{при } \eta > 1 \quad k_\Delta < 1; \quad \text{при } \eta < 1 \quad k_\Delta > 1. \qquad (26.38)$$

В связи с нелинейностью зависимости между усилием в канате и нагрузкой принцип суперпозиции при определении усилия от изменяющихся нагрузок неприменим. Изменение напряженного состояния при изменении нагрузок описывается уравнениями, приведенными в табл. 26.4.

26.2.3. Схемы мачт

Схемы мачт принимаются в зависимости от технологических требований (размещения оборудования, ограничения перемещений, удобства эксплуатации, класса капитальности) и должны удовлетворять технико-экономическим требованиям, которые характеризуются приведенными затратами: капитальными и эксплуатационными. В табл. 26.5 приведены основные параметры, влияющие на оптимальность решения мачты в зависимости от высоты сооружения и доли воздействия ветра на оборудование, вертикальные тракты и другие элементы, необходимые для технологических процессов.

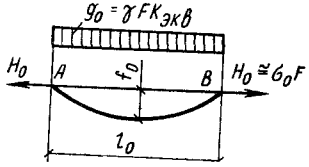
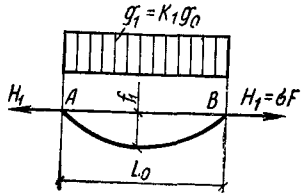
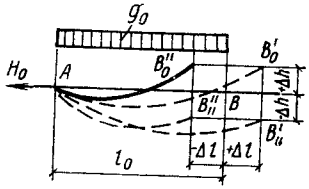
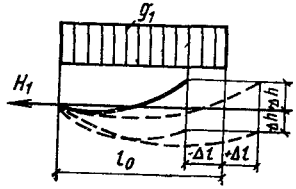
Таблица 26.3 **Основные расчетные данные для нитей различного очертания**

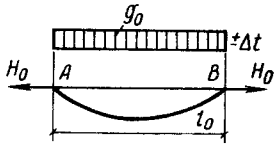
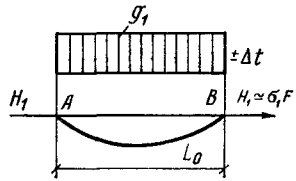
Расчетный показатель			Нагрузка на нить		
			постоянная по длине	постоянная по длине горизонтальной проекции (хорде)	постоянная и действующая в направлении радиусов с центром O_1
Схема приложения нагрузок и обозначения					
Уравнение кривой			$y = y_0 \operatorname{ch} \frac{x}{y_0}$, где $y_0 + f_0 = y_0 \operatorname{ch} \frac{l}{2y_0}$	$y = \frac{q_{экв} x^2}{2H}$	$y = \rho - \sqrt{\rho^2 - x^2}$, где $\rho = \frac{l^2 + 4f_0^2}{8f_0}$
Вид кривой			Цепная линия	Парабола	Окружность
Длина дуги S	Формула	точная	$S = l\left[1 + \frac{8}{3}\left(\frac{f_0}{l}\right)^2 + \frac{32}{15}\left(\frac{f_0}{l}\right)^4 + \dots + \frac{\left(\frac{f_0}{l}\right)^{2n} 2^{4n}}{(2n+1)!}\right]$; $\frac{f_0}{l} \ll 1$	$S = l\left[1 + \sum_{n=1}^{\infty}\left(\frac{f_0}{l}\right)^{2n}(-1)^{n+1} \times \left(\prod_{k=1}^{n}(2k-3)\right)\frac{2^{3n}}{n!\,(2n+1)}\right]$; $\frac{f_0}{l} < \frac{1}{4}$	$S = l\left[1 + \sum_{n=1}^{\infty}\frac{\prod_{k=1}^{n}(2k-1)\,2^{4n}}{(2n+1)\prod_{k=1}^{n}(2k)}\left(\frac{f_0}{lk}\right)^{2n}\right]$, $\frac{f_0}{l} < \frac{1}{2}$; $S = 2\pi\rho - l\left[1 + \sum_{n=1}^{n}\frac{\prod_{k=1}^{n}(2k-1)\,2^{4n}}{(2n+1)\prod_{k=1}^{n}(2k)} \times \left(\frac{f_0}{lk}\right)^{2n}\right]$, $\frac{f_0}{l} > \frac{1}{2}$

Расчетный показатель			Нагрузка на нить		
			постоянная по длине	постоянная по длине горизонтальной проекции (хорде)	постоянная и действующая в направлении радиусов с центром O^1
		приближенная	$s \approx l\left[1+\frac{8}{3}\left(\frac{f_0}{l}\right)^2\right]$	$S \approx l\left[1+\frac{8}{3}\left(\frac{f_0}{l}\right)^2\right]$	$S \approx l\left[1+\frac{8}{3}\left(\frac{f_0}{lk}\right)^2\right]$, где $k=1+\frac{4f^2}{l^2}$
Зависимость между прогибом в нижней точке нити f_0 и усилием H			$H \approx \frac{g_{экв}\, l^2}{8f_0} = \text{const}$	$H \approx \frac{g_{экв}\, l^2}{8f_0} = \text{const}$	$H = \frac{g_{экв}\left(l^2+4f_0^2\right)}{8f_0} \neq \text{const}$
Усилия	вертикальное V_i		$V = \frac{g_{экв}\, S}{2}$	$V = \frac{g_{экв}\, l}{2}$	$V_i = T \sin\varphi$
	горизонтальное H_i		$H_i = H = \frac{g_{экв}\, l^2}{8f_0} = \text{const}$	$H_i = H = \frac{g_{экв}\, l^2}{8f_0} = \text{const}$	$H_i = T \cos\varphi$
	в нити T_i		$T_i = \sqrt{H^2+V^2} = H\sqrt{1+\left(\frac{4f_0 S}{l^2}\right)^2}$	$T_i = \sqrt{H^2+V^2} = H\sqrt{1+\left(\frac{4f_0}{l}\right)^2}$	$T_i = T = g_{экв}\,\rho = \text{const}$

Обозначения: $g_{экв} = k_{экв}\,\gamma F$, Н/м; γ — удельный вес нити, Н/м³; F — площадь поперечного сечения нити, м²; $k_э$ — отношение веса нити.

Таблица 26.4. Частные случаи расчетных формул для гибкой нити

Закрепление опор	I нагрузка $g_0 = \gamma F k_{экв}$		II нагрузка $g_1 = k_1 g_0 = k_1 \gamma F k_{экв}$	
	Схема	Формула	Схема	Формула
Неподвижное		$\frac{l_и}{l_0} = \frac{1 + \frac{8}{3}\frac{f_0^2}{l_0^2}}{1 + \frac{\sigma_0}{E}} = 1 + \frac{8 f_0^2}{3 l_0^2} \frac{\sigma_0}{E} =$ $= 1 + \frac{\gamma^2 k_{экв}^2 l_0^2}{24 \sigma_0^2} - \frac{\sigma_0}{E};$ $\sigma_0 = \frac{g_0 l_0^2}{8 f_0 F} = \frac{\gamma k_{экв} l_0^2}{8 f_0};$ $\left(\frac{8}{3}\frac{f_0^2}{l_0^2} = \frac{\gamma^2 k_{экв}^2 l_0^2}{24 \sigma_0^2}\right)$		$\left(\sigma_1 - \frac{A_1}{\sigma_1^2}\right) - \left(\sigma_0 - \frac{A_0}{\sigma_0^2}\right) = 0$ $A_1 = \frac{p_1^2 E}{24 F^2} = \frac{k_1^2 k_{экв}^2 \gamma^2 l_0^2 E}{24} = k_1^2 A_0;$ $p_1 = g_1 l_0 = k_1 \gamma F k_{экв} l_0;$ $f_1 = \frac{g_1 l_0^2}{8 \sigma_1}$
Смещающееся		$\left(\sigma_1 - \frac{A_0}{\sigma_1^2}\right) - \left(\sigma_0 - \frac{A_0}{\sigma_0^2}\right) =$ $= \frac{E}{l_0}\left[(\pm \Delta l) + \frac{(\pm \Delta h_0)^2}{2(l_0 \pm \Delta l)}\right]$		$\left(\sigma_1 - \frac{A_1}{\sigma_1^2}\right) - \left(\sigma_0 - \frac{A_0}{\sigma_0^2}\right) =$ $= \frac{E}{l}\left[(\pm \Delta l) + \frac{(\pm \Delta h^2)}{2(l_0 \pm \Delta l^2)}\right]$

Закрепление опор	I нагрузка $g_0 = \gamma F k_{экв}$		II нагрузка $g_1 = k_1 g_0 - k_1 \gamma k_{экв}$	
	Схема	Формула	Схема	Формула
Неподвижное	 $tu' = tu + (\pm\Delta t)$ или $tu' = tu[1 + (\pm\alpha\Delta t)]$	$\left(\sigma_t - \frac{A_0}{\sigma_t^2}\right) - \left(\sigma_0 - \frac{A_0}{\sigma_0^2}\right) =$ $= -\alpha(\pm\Delta t)E$		$\left(\sigma_t - \frac{A_1}{\sigma_t^2}\right) - \left(\sigma_0 - \frac{A_0}{\sigma_0^2}\right) =$ $= -\alpha(\pm\Delta t)E$

Нагрузки g_p и p

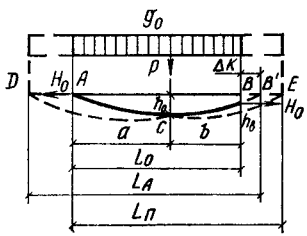
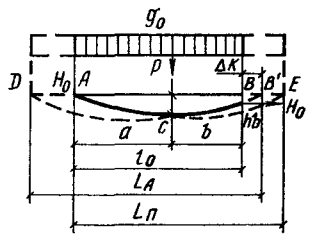
Закрепление опор	Схема	Формула	Схема	Формула
Неподвижное		$A = \frac{g_0 l_0}{2} + \frac{pb}{l_0}$; $B = \frac{g_0 l_0}{2} + \frac{pa}{l_0}$; $H_0 = \frac{g_0 ab}{2h_0}(1 + 2k)$, где $k = \frac{p}{g_0 l_0}$; $L_П = l_0 + 2bk$; $L_A = l_0 + 2aK$		$H_0 = \frac{g_0 ab(1+2k)}{2(h_c - h_{ba}^a + b)}$, где $k = \frac{p}{g_0 l_0}$; $A = \frac{g_0 l_0}{2} + \frac{pb}{l_0} + \frac{H_0 h_b}{l_0}$; $B = \frac{g_0 l_0}{2} + \frac{pa}{l_0} + \frac{H_0 h_c}{l_0}$

Таблица 26.5. **Основные параметры, влияющие на оптимальность решения мачт**

Высота, м	$\frac{Q_{об}}{Q_м + Q_{об}}$	Форма в плане			Сортамент				Класс стали	
		△	□	○	○	[,[,I	●	—	С38/23	С44/29; С46/33
До 100	0	+			+		+		+	
	0,25	+			+		+	+	+	
	0,5	+	+	+	+	+	+	+	+	+
200	0	+			+			+	+	
	0,25	+	+	+	+			+	+	+
	0,5	+	+	+	+		+	+	+	+
400	0	+		+	+			+	+	+
	0,25	+	+	+	+		+	+	+	+
	0,5	+	+	+	+		+	+	+	+
800	0	+	+	+	+		+	+	+	+
	0,25	+	+	+	+		+	+		+
	0,5	+	+	+	+		+	+		+

Высота, м	$\frac{Q_{об}}{Q_м + Q_{об}}$	Схема решетки		Монтажное соединение			Геометрические параметры [см. формулу (26 42)]				Число оттяжек в плане		
				сварка	высокопрочные болты	фланцы	α	$\frac{H}{r_{оп}}$	$\frac{l}{r_{оп}}$	n	3	4	>4
До 100	0	+	+	Только при подъеме целиком		+	$\geqslant 20°$ с реями	$\leqslant 800$	$\leqslant 50$	$\leqslant 6$*	+		
	0,25	+	+			+					+		
	0,5	+	+			+					+	+	
200	0	+	+	+		+					+		
	0,25	+	+	+		+					+	+	
	0,5	+		+		+					+	+	+
400	0		+	+		+	$60° \geqslant \alpha > 30°$ без рей				+	+	+
	0,25		+	+		+					+	+	+
	0,5		+	+		+					+	+	+
800	0		+	+		+					+	+	+
	0,25		+	+		+					+	+	+
	0,5		+	+		+					+	+	+

* За исключением случаев, когда нагрузки велики и требуется установка в ярусе 2—3 канатов В этом случае их рационально разнести по высоте сооружения $n > 6$

Наиболее удобны следующие геометрические соотношения

$$H/r_{оп}; \qquad (26.39)$$

$$l/r_{оп}; \qquad (26.40)$$

$$n = H/l, \qquad (26.41)$$

где H — высота мачты, $r_{оп}$ — радиус описанной окружности по центрам поясов, l — расстояние между точками крепления двух смежных оттяжек; n — число ярусов оттяжек

При выполнении условия

$$cE\delta/r \geqslant \sigma_{0i} \leqslant \psi^* R \qquad (26.42)$$

(обозначения по СНиП II-В 3-72) в конструкции гладкого ствола не может возникнуть местная потеря устойчивости, и усиление ствола не нужно, ребра жесткости устанавливают по конструктивным соображениям.

26.2.4. Основные положения расчета

Определение нагрузок на оттяжки. Определение равнодействующей силы на оттяжку мачты от массы, всегда направленной вертикально, и действия ветра, направление которого произвольно определяется по формуле (обозначения и схема — на рис 26 8 и 26 9)

$$p_n = g \times$$

$$\times \sqrt{k^2 \sin^4\theta - 2k\cos\alpha\sin\theta\cos\theta + \sin^2\alpha}, \qquad (26.43)$$

где g — эквивалентная масса 1 м длины оттяжек, $k = q_0/g$ коэффициент, характеризующий отношение ветровой нагрузки на 1 м длины каната при нормальном к канату направлении ветра q_0 к эквивалентной массе 1 м длины каната

$$\cos\theta = \sin\alpha\cos\varphi \text{ и } \sin\theta = \sqrt{1 - \sin^2\alpha\cos^2\varphi}; \qquad (26.44)$$

α, φ — обозначены на рис 26 9.

В формуле (26 43) учитывается закономерность в изменении воздействия ветра на оттяжку при изменении направления ветра по формуле СНиП II-6-74

$$q_n = q_0 \sin^2\theta. \qquad (26.45)$$

В практике проектирования предыдущих лет в запас принималось

$$q_{n\,пр} = q_0 \sin\theta, \qquad (26.46)$$

причем формула (26 43) имела вид

$$P_{n\,пр} = g\sqrt{k^2\sin^2\theta - 2k\cos\alpha\cos\theta + \sin^2\alpha} \qquad (26.47)$$

Изменение равнодействующей нагрузки, определенной по СНиП II-6 74, по отношению к ранее действовавшим нормам характеризуется коэффициентом

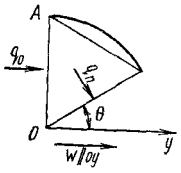


Рис 26 8 Значения нормальной составляющей ветровой нагрузки на элемент единичной длины при нормальном действии ветровой нагрузки q_0 и под углом q_n

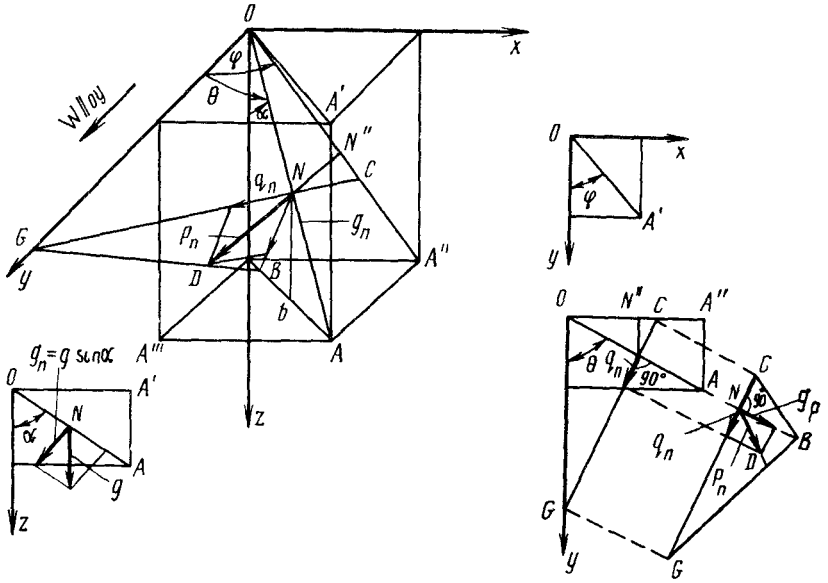


Рис 26 9 Схема суммирования нормальных составляющих от силы тяжести g_n и ветра q_n при произвольном положении элемента единичной длины

$$\eta = \frac{p_n}{p_{n\text{пр}}} = \sqrt{\frac{k^2 \sin^4\theta - 2k\cos\alpha\sin\theta\cos\theta + \sin^2\alpha}{k^2\sin^2\theta - 2k\cos\alpha\cos\theta + \sin^2\alpha}}. \qquad (26.48)$$

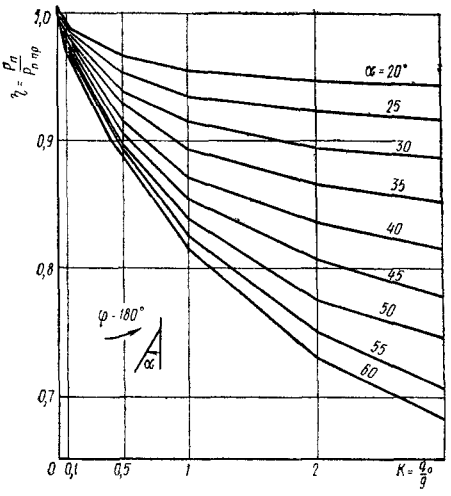


Рис. 26.10. Изменение коэффициента $\eta = P_n/P_{n\text{пр}}$ в зависимости от угла наклона оттяжки к вертикали α и $k = q_0/g$

Значения этого коэффициента при изменении k и α при $\varphi = 0$ (расчетный случай для оттяжек) приведены на рис. 26.10.

Балочные (без учета распоры нити) составляющие воздействия ветра и массы нитей на ствол при полярно симметрично расположенных в плане оттяжках и равенстве их сечений могут быть определены (обозначения даны на рис. 26.11) следующим:

а) направление горизонтальной составляющей, действующей на ствол от действия ветра, на оттяжки совпадает с направлением ветра ($X = 0$);

б) суммарное усилие (балочное) на ствол от действия ветра на оттяжки не зависит от их расположения по отношению к направлению ветрового потока φ_i и коэффициента k, а зависит лишь от числа тросов n, угла их наклона к вертикальной оси α при закономерности

$$y = \frac{q_0\, nl}{4}(1 + \cos^2\alpha); \qquad (26.49)$$

в) суммарная вертикальная составляющая не зависит от угла φ_i и k и является лишь функцией угла наклона оттяжек α;

$$z = \frac{gnl}{2}(1 + \cos\alpha). \qquad (26.50)$$

В зависимости от числа ярусов оттяжек n, числа оттяжек в каждом ярусе m, способа закрепления ствола к фундаменту (шарнирное, жесткое, упругое), а также от направления действия горизонтальных сил по отношению к расположению оттяжек (произвольное, симметричное) число неизвестных, которыми являются усилия в оттяжках и смещение узлов в горизонтальной плоскости (по координатам x и y) при

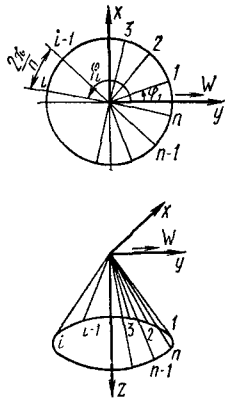


Рис. 26.11. Обозначения для определения балочных составляющих усилий ветровой нагрузки на оттяжки

симметричном расположении оттяжек и симметричном направлении горизонтальных сил, может быть определено по табл. 26.6.

Таблица 26.6. **Число неизвестных при расчете мачт**

Число оттяжек в каждом ярусе	Число неизвестных при условии, что ствол	
	жестко или упруго заделан в основании	шарнирно закреплен к основанию
Четное	$\frac{(m+4)\,n}{2}$	$\frac{(m+4)\,n-2}{2}$
Нечетное	$\frac{(m+5)\,n}{2}$	$\frac{(m+5)\,n-2}{2}$

В общем случае для определения неизвестных используются:

а) уравнения статики, устанавливающие равновесие узлов по координатам x и y (рис. 26.12). $2n$ уравнений вида

$$\left.\begin{aligned} \Sigma x &= \Sigma F_i\,\sigma_i \sin\varphi_i + Q_{xi} = 0; \\ \Sigma y &= \Sigma F_i\,\sigma_i \cos\varphi_i + Q_{yi} = 0; \end{aligned}\right\} \qquad (26.51)$$

б) уравнения общности деформации точек крепления оттяжек данного яруса к стволу мачты — mn уравнений вида

$$-(x_0 \sin\varphi_i + y_0 \cos\varphi_i) = \frac{n(1 + \operatorname{tg}^2\alpha_к)}{E \operatorname{tg}\alpha_к} \times$$

$$\times \left[\left(\sigma_i - \frac{A_i}{\sigma_i^2}\right) - \left(\sigma_0 - \frac{A_0}{\sigma_0^2}\right)\right], \qquad (26.52)$$

где $\alpha_к = \alpha - \Delta\alpha$ [см. формулу (26.23)];

в) уравнения неразрывности упругой линии верхнего «в» и нижнего «н» участков ствола в рассматриваемой k-й точке крепления оттяжек, всего $2n$ уравнений вида:

$$\varphi_{k,н,x} = \varphi_{k,в,x} \text{ и } \varphi_{k,н,y} = \varphi_{k,в,y}. \quad (26.53)$$

Индексы x или y указывают, что углы поворота находятся соответственно в плоскости xz или yz (z — вертикальная ось).

Число уравнений различного вида, необходимых для нахождения неизвестных, приведено в табл. 26.7.

Обычно горизонтальные силы действуют примерно в одной плоскости, и тогда число уравнений уменьшается в 2 раза.

Уравнение $\Sigma y = 0$ может быть записано в следующем развернутом виде (обозначения см. на рис. 26.12):

$$-M_{i-1}\frac{1}{l_i} + M_i\left(\frac{1}{l_i} + \frac{1}{l_{i+1}}\right) - M_{i+1}\frac{1}{l_{i+1}} - y_{i-1}\frac{N_i}{l_i} + y_i\left(\frac{N_i}{l_i} + \frac{N_{i+1}}{l_{i+1}}\right) - y_{i+1}\frac{N_{i+1}}{l_{i+1}} + \frac{q_i l_i + q_{i+1} l_{i+1}}{2} + \frac{q_{от} n_{от} h_i (1+\cos^2\alpha)}{4\cos\alpha} + \frac{m_i}{l_i} - \frac{m_{i+1}}{l_{i+1}} - H_i = 0, \quad (26.54)$$

а уравнение $\varphi_{k,н,x} = \varphi_{k,в,x}$

$$M_{i-1}\frac{l_i}{6EJ_i}\Phi(u_i) + M_i\frac{1}{3E}\left[\frac{l_i}{J_i}\Psi(u_i) + \frac{l_{i+1}}{J_{i+1}}\Psi(u_{i+1})\right] + M_{i+1}\frac{1}{6EJ_{i+1}} \times \Phi(u_{i+1}) + y_{i-1}\frac{1}{l_i} - y_i\left(\frac{1}{l_i} + \frac{1}{l_{i+1}}\right) + \bar{y}_{i+1}\frac{1}{l_{i+1}} + \frac{q_i l_i}{24EJ_i}x(u_i) + \frac{q_{i+1} l_{i+1}}{24EJ_{i+1}}x(u_{i+1}) + \frac{m_i l_i}{3EJ_i}\Psi(u_i) + \frac{m_{i+1} l_{i+1}}{\sigma EJ_{i+1}}\Phi(u_{i+1}) = 0. \quad (26.55)$$

Функции $\Phi(u)$, $\Psi(u)$ и $x(u)$ учитывают влияние нормальной силы на угол поворота рассматриваемой опоры (табл. 26.8): $\Phi(u)$ — от действия момента, приложенного у противоположной опоры; $\Psi(u)$ — от действия момента, приложенного у рассматриваемой опоры; $x(u)$ — от действия

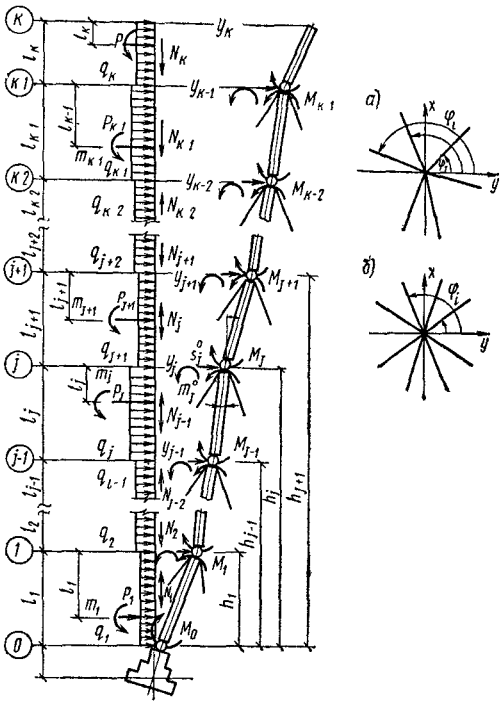


Рис. 26.12. Обозначения изгибающих моментов и перемещений в мачте

а — общий случай расположения оттяжек в узле; *б* — симметричное расположение оттяжек

поперечной силы, в зависимости от характеристики, где

$$u = \frac{l}{2}\sqrt{\frac{N}{EJ}}. \quad (26.56)$$

Выражение этих функций следующее:

$$\Phi(u) = \frac{3}{u}\left(\frac{1}{\sin 2u} - \frac{1}{2u}\right);$$

$$\Psi(u) = \frac{3}{2u}\left(\frac{1}{2u} - \frac{1}{\operatorname{tg} 2u}\right);$$

Таблица 26.7. Число и вид уравнений при расчете мачт

Число оттяжек в каждом ярусе	Число и вид уравнений, необходимых для совместного решения							
	ствол заделан в основании				ствол шарнирно оперт			
	(26.55), (26.56)	(26.57)	(26.58), (26.59)	всего	(26.55), (26.56)	(26.57)	(26.58), (26.59)	всего
Четное	n	$\frac{mn}{2}$	n	$\frac{(m+4)n}{2}$	n	$\frac{mn}{2}$	$n-1$	$\frac{(m+4)n-2}{2}$
Нечетное	n	$\frac{(m+1)n}{2}$	n	$\frac{(m+5)n}{2}$	n	$\frac{(m+1)n}{2}$	$n-1$	$\frac{(m+5)n-2}{2}$

$$x(u) = \frac{3(\operatorname{tg} u - u)}{u^2}. \qquad (26.57)$$

Численные значения этих коэффициентов могут быть взяты из таблиц, приведенных в книге С. П. Тимошенко «Устойчивость упругих систем».

В формуле (26.54) значение H_i соответствует значению $\Sigma F_i \sigma_i \sin \varphi_i$, т. е. равно действующей реакции канатов на ствол мачты. Из уравнения (26.54) и (26.55) значения M и y могут быть определены при условии, что известно значение H_i, которое выражается при функции перемещения данной опоры и ее жесткости ν_i. При заданных значениях ν_i эта система уравнений позволяет найти искомые неизвестные.

После решения системы уравнений необходимо проверить правильность принятых предпосылок по формуле (26.58). Должно осуществляться равенство

$$[H_i = F_i \sin \alpha \Sigma \sigma_i \cos \varphi_i] = \left[\frac{dH_i}{dy}(y_i + y_{pi})\right] = \left[\frac{H_i - H_{i-1}}{y_i - y_{i-1}}(y_i + y_{pi})\right]. \qquad (26.58)$$

Положением точек y_i и y_{i-1} на кривой *1* (рис. 26.13) задаются, а значение y_{pi} получают. Если правая и левая часть уравнения (26.58) отличается более чем на 5%, то задаются новым положением точек на кривой *1* (вместо i, i—1 — некоторые

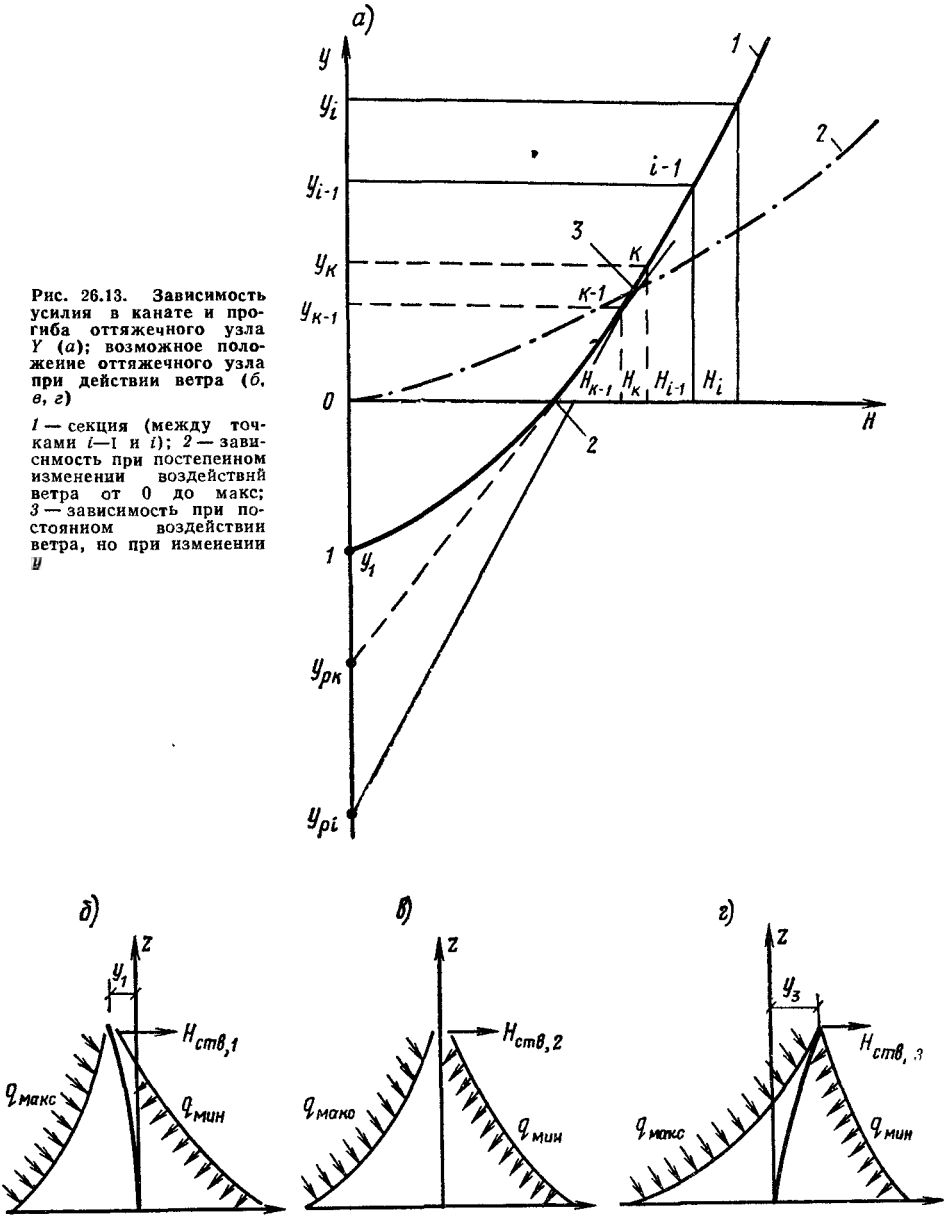


Рис. 26.13. Зависимость усилия в канате и прогиба оттяжечного узла Y (*а*); возможное положение оттяжечного узла при действии ветра (*б*, *в*, *г*)

1 — секция (между точками *i*—I и *i*); *2* — зависимость при постепенном изменении воздействий ветра от 0 до макс; *3* — зависимость при постоянном воздействии ветра, но при изменении *y*

Таблица 26.8. **Влияние нормальных сил на угол поворота**

Углы поворота φ на левой опоре однопролетной балки при	
отсутствии осевой нормальной силы	наличии осевой нормальной силы
$\frac{Ml}{6}$ l M A φ_A B	$\frac{Ml}{6}\Phi(u)$ N l N A φ_A B
$\frac{Ml}{3}$ M A B	$\frac{Ml}{3}\Psi(u)$ N M N
$\frac{ql^3}{24}$ A B	$\frac{ql^3}{24}X(u)$ N N

точки k и k—1), и снова решают упомянутую систему уравнений. При ручном расчете для каждого яруса оттяжек строится кривая зависимости между H и y (кривая *1* на рис. 26.13) в предположении, что нагрузка от веса и ветра на оттяжки постоянна и соответствует принятому наихудшему загружению. Таким образом, можно учесть перераспределение усилий в неразрезном стволе, сохраняя неизменными воздействия на оттяжки. В этой кривой характерны точки: точка, в которой ствол мачты наклоняется в направлении, обратном движению ветра (рис. 26.13); точка $1 H_{отт1} = -H_{ств}$ в которой ствол мачты наклоняется в направлении, обратном движению ветра (см. рис. 26.13.); точка *2*—$y=0$, в которой при заданных соотношениях $q_{макс}$ и $q_{мин}$, действующих на подветренную и заветренную оттяжки, H_2 обеспечивает нулевое положение ствола. Пересечение кривой *1* и *2* дает истинное значение H и y при заданной скорости ветра. Кривая *2* характеризует фактическое изменение усилия и прогиба в системе (при точном решении) при непрерывном возрастании ветра и сохранении закономерности в эпюре скоростного напора. Метод попыток дает возможность приблизиться к истинному значению H и y. На рис. 26.13 показано: первая попытка — точки i и i—*1* далеки от точки *3*; вторая попытка — точки k и k—1 приблизились к точке 3.

Оптимизация, заключающаяся в первую очередь в уменьшении M и N, производится изменением начальных параметров σ_0, иногда α и F оттяжек, и $\Sigma F_i c_{xi}$ — ствола и требует повторных расчетов.

Чтобы уменьшить трудоемкость расчета при подборе оптимальных параметров, используется метод заданных эпюр моментов, заключающийся в том, что для ствола мачты задаются эпюрой моментов и в соответствии с ней определяют опорные реакции и упругую линию ствола мачты; затем задаются значением прогиба одного из узлов крепления оттяжек и в соответствии с ним и упругой линией определяют прогибы во всех других оттяжечных узлах.

Зная смещение узла y_i и значение опорной реакции H_i, находят раздельно для каждого яруса оттяжек площади сечения канатов:

$$F_i = \frac{H_i}{\Sigma\sigma_i \cos\varphi_i}, \text{ при этом } \sigma_{i\,макс} < \frac{R_{пл}}{k_{без}}, \tag{26.59}$$

а затем из выражения (26.52) — значение σ_0, удовлетворяющее заданному значению H_i и $\sigma_i = \sigma_{макс}$.

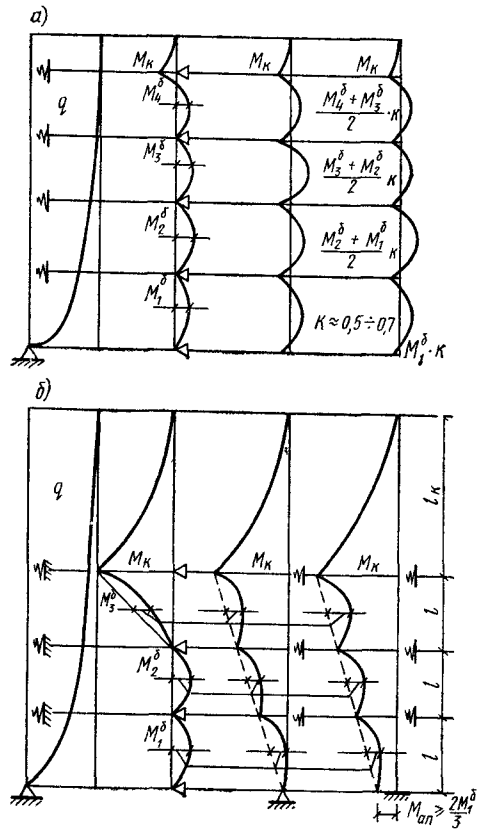


Рис. 26.14. Особенности в назначении заданных эпюр моментов в мачтах

а, б — при соответственно малых и больших размерах консоли по сравнению с пролетом

При назначении эпюры моментов необходимо учитывать схему мачты. На рис. 26.14 указаны два наиболее часто встречающихся случая: а) равномерное распределение нагрузки по высоте мачты при размере консоли не более половины пролета и б) то же, при большой консоли. Этот случай весьма часто встречается в мачтах для поддержания телевизионных антенн. Если по конструктивным соображениям целесообразно сечения в пролете и на опорах мачты делать одинаковыми, то

$$M_{оп} = -M_{пр}. \tag{26.60}$$

Следует иметь в виду, что, исходя из равенства нулю положительной и отрица-

тельной части эпюры моментов, в пролете при равномерном приложении внешней поперечной нагрузки $M_{оп} = -2M_{пр}$

$$\int^{l} M dl = 0. \qquad (26.61)$$

При заделке мачт в основании следует принимать момент

$$M_0 \geqslant \frac{2}{3} M_{бал} = \frac{ql^2}{12}. \qquad (26.62)$$

Расчет ствола в плоскости действия момента проводится по деформированной схеме, и поэтому проверки на общую устойчивость в плоскости действия момента не требуется. Устойчивость элементов решетчатого ствола в пределах панели и местной устойчивости сплошностенчатого ствола мачты проверяют в соответствии со СНиП II-В.3-72.

Общая потеря устойчивости при действии сил собственного веса с обледенением, изменении начального натяжения оттяжек и понижении температуры воздуха наиболее вероятна в направлении, не совпадающем с плоскостью действия момента. При трех оттяжках в плане наиболее вероятна потеря устойчивости при ветре на оттяжку, когда натяжение в боковых оттяжках ослаблено.

Для отыскания параметров, при которых будут удовлетворены требования к сохранению установленного коэффициента запаса устойчивости $k_у$ (табл. 26.9), целесообразно использовать приемы, предложенные В. М. Коробовым:

Таблица 26.9 **Значения коэффициентов запаса устойчивости**

Вид потери устойчивости	Коэффициент
Общая с учетом жесткости ствола	$k_у = 1{,}3$
Местная, цилиндрических сжатых по оси оболочек	φ^*c согласно СНиП II-В.3-72
Местная, сжатых элементов решетчатых конструкций	φ, $\varphi_{вн}$, согласно СНиП II-В.3-72

а) находят значения одной или обеих характеристик жесткости — $F_i\sigma_{0i}$ (и соответственно ν_i) и EJ_i при

$$N_i = N_{0i} k_у, \qquad (26.63)$$

$$N_{0i} = n\sigma_{0i} F_{отi} \cos \alpha_i k_{нор}, \qquad (26.64)$$

где $k_{нор} \approx 1{,}1$ — коэффициент, характеризующий изменение нормальной силы с ростом смещения опоры; σ_{0i} — предварительное напряжение в i-м узле оттяжек;

б) значения нормальных сил не изменяют:

$$N_i = N_{0i}, \qquad (26.65)$$

но одну или обе характеристики изменяют

$$\sigma_i F_{оттi} = \sigma_{0i} F_{оттi} k_у^{-1}; \quad \nu_i = \nu_{0i} k_у \qquad (26.66)$$

или

$$\nu_{0i} = \sum_{1}^{n} \left(\frac{H_i^3}{H_i^3 + 2A_i} \right) \times \frac{EF_i \cos^2 \alpha_i \cos^2 \varphi_i}{l_i}; \qquad (26.66а)$$

$$EJ_i = EJ_{0i} k_у^{-1}; \qquad (26.67)$$

приравнивая определитель D, составленный из коэффициентов при неизвестных в системе линейных уравнений (26.68) и (26.69), нулю, находят необходимые для обеспечения принятого коэффициента устойчивости $k_у$ значения σ_{0i}, $F_{оттi}$ или EJ_i или обе характеристики одновременно:

$$-\frac{M_{i-1}}{l_i} + M\left(\frac{1}{l_i} + \frac{1}{l_{i+1}}\right) - \frac{M_{i+1}}{l_{i+1}} - y_{i-1}\frac{N_i}{l_i} + y_i\left(\frac{N_i}{l_i} + \frac{N_{i+1}}{l_{i+1}}\right) - y_{i+1}\frac{N_{i+1}}{l_{i+1}} - \nu_i y_i = 0; \qquad (26.68)$$

$$M_{i-1}\frac{l_{i-1}}{6EJ_{i-1}}\Phi(u_i) + M_i\frac{1}{3E}\left[\frac{l_i}{J_i} \times \Psi(u_i) + \frac{l_{i+1}}{J_{i+1}}\Psi(u_{i+1})\right] + M_{i+1} \times \frac{l_{i+1}}{6EJ_{i+1}}\Phi(u_{i+1}) + y_{i-1}\frac{1}{l_{i-1}} - y_i\left(\frac{1}{l_i} + \frac{1}{l_{i+1}}\right) + y_{i+1}\frac{1}{l_{i+1}} = 0. \qquad (26.69)$$

Кроме выполнения общих требований, необходимо выдержать следующее условие для каждого пролета мачты:

$$N_i k_у \leqslant \frac{\pi^2 EJ_i}{(Ml_i)^2}, \qquad (26.70)$$

где M — коэффициент приведения длины; для средних пролетов мачты и нижнего пролета при заделке ствола в основании $M = 1$, для нижнего при шарнирном опирании и верхнего во всех случаях $M = 1{,}4$.

Порядок расчета мачты комплексом МАВР-3.

1. Проверяют устойчивость мачты в монтажном состоянии.

2. Рассчитывают мачту на статическую составляющую внешней нагрузки. В результате расчета определяют значения изгибающих моментов, поперечных сил в стволе, напряжений в оттяжках, жесткости и смещения оттяжечных узлов.

3. Определяют необходимые частоты и формы свободных колебаний мачты. Массу оттяжек учитывают при определении частот собственных колебаний ствола и прикладывают в размере $1/3$ всей массы оттяжек в оттяжечном узле мачты. После этого вычис-

ляют динамические добавки на ствол и оттяжки, используя данные СНиП IV-6-74:

$$g_д = g_с \nu m,$$

где $g_с$ — нормативное значение статической составляющей нагрузки; ν — коэффициент пространственной корреляции пульсаций (СНиП II-6-74, п. 6.13); m — коэффициент пульсаций (СНиП II-6-74, табл. 9).

Для оттяжек значение m принимают на отметке $^2/_3$ оттяжечного узла.

4. Ствол мачты и оттяжки загружают суммарной (статической и динамической) нагрузкой:

$$g = g_с + g_д = g_с (1 + \nu m)$$

и производят статический расчет мачты на действие этой нагрузки. Полученные при этом усилия и перемещения в стволе и максимальные усилия в оттяжках принимают в качестве расчетных при подборе сечений элементов мачты.

5. Проверяют устойчивость мачты в состоянии, определенном в п. 4.

26.2.5. Влияние погрешностей изготовления и монтажа

Общие сведения. Погрешности изготовления и монтажа мачт могут оказывать существенное влияние на их работу, поэтому должны учитываться при проектировании уникальных мачт. Ошибки изготовления и монтажа являются случайными величинами, распределенными по нормальному закону, и расчетные зависимости имеют вероятностный характер.

Одно из возможных решений излагается ниже.

СНиП III-18-75 установлены допуски на изготовление и монтаж мачт (табл. 26.10).

Таблица 26.10. **Допуски на изготовление и монтаж мачт**

Вид допуска	Условное обозначение	Величина по СНиП
Отношение прогиба оси ствола мачты при общей и контрольной сборке к длине замеряемого участка (не менее расстояния между ярусами оттяжек)	ε	$\frac{1}{750}$
Отношение смещения оси ствола и поясов мачты от проектного положения к высоте выверяемой точки над фундаментом	μ	$\frac{1}{1500}$
Отношение величины отклонения предварительного (монтажного) натяжения к проектному усилию	ρ_1	$\pm 0{,}08$
Отношение разности величин предварительных монтажных усилий между оттяжками одного яруса к проектному	ρ_2	0,1

Величина смещения оси ствола и поясов мачты от проектного положения для оптимального положения, т. е. такого, при котором максимальные величины смещений минимальны и нет принудительного изгиба ствола оттяжками, характеризуется выражением

$$\frac{\mu}{\varepsilon} \geqslant v \sqrt{\frac{2p_0}{m}}, \qquad (26.71)$$

где p_0 — число секций в ярусе мачты; m — число секций на длине контролируемого в процессе изготовления участка; v — коэффициент для 2-, 3- и 4-ярусных мачт, соответственно равный 1; 1,5 и 1,87.

При контроле стрела прогиба в процессе изготовления на длине одного яруса ($m = p_0$) в соответствии с требованиями СНиП III-18-75, формула (26.71) имеет вид

$$M/\varepsilon \geqslant v_1, \qquad (26.71а)$$

где v_1 — для 2-, 3- и 4-ярусных мачт соответственно составляет 1,41; 2,12 и 2,64.

При установленных допусках (табл. 26.10) соотношение $M/\varepsilon = 1/1500 : 1/750 = 0{,}5$.

Таким образом, условие (26.71 а) не выполняется, необходим принудительный изгиб оттяжками (корректировка).

Корректирующие силы. В процессе корректировки к оттяжечным узлам мачты в двух взаимно перпендикулярных плоскостях прилагают корректирующие силы, созданные неравномерным натяжением оттяжек (рис. 26.15), при этом оттяжечные узлы смещаются так, что ствол мачты становится прямолинейным. Корректирующие силы являются случайными величинами, определяемыми по формуле

$$Q_i = \lambda_2 \bar{\sigma}(Q_i), \qquad (26.72)$$

где $\bar{\sigma}(Q_i) = \frac{1}{\lambda_1} 4\varepsilon \sqrt{2p_0/m r_i}$

— среднеквадратическое отклонение Q_i;

$$r_i = \sqrt{\sum_{j=1}^{n-1} \varphi_{ij}^2}; \; i \text{ и } j$$

— соответственно номер рассматриваемого и влияющего узла;

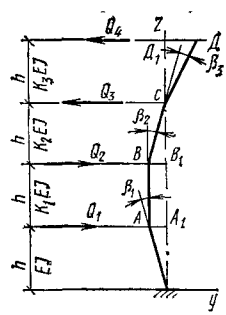


Рис. 26.15. Возможное искажение ствола мачты из-за неточности изготовления и характер приложения корректирующих сил Q

n — число ярусов мачты; φ_{ij} — коэффициенты, определяемые по табл. 21.3 «Пособия по расчету высотных сооружений»[1]; λ_1 и λ_2 — коэффициенты, определяемые в зависимости от принятой доверительной вероятности по табл. 26.11.

Таблица 26.11. **Значения коэффициентов λ_1 и λ_2**

Доверительная вероятность	0,997	0,95	0,68
λ_1	3,41	2,45	1,5
λ_2	3	2	1

Для случая изменения изгибной жесткости ствола по линейному закону (рис. 26.16) приведены графики (рис. 26.17) зависимости $r_i = f(J_в/J)$ (где $J_в$ и J — соответственно момент инерции верхнего и нижнего ярусов мачты), для различных ярусов 2-, 3- и 4-ярусных мачт.

Отклонения величины предварительного натяжения оттяжек от проектных значений

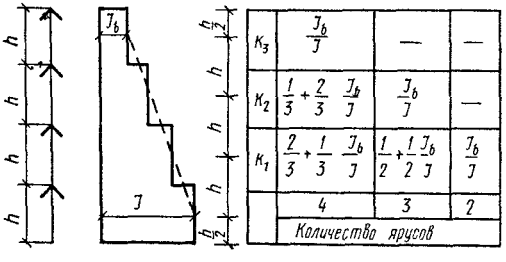


Рис. 26.16. Значения коэффициентов K_i при изменении жесткости ствола мачты по линейному закону

зависят как от реально приложенных корректирующих сил, так и от ошибок измерения усилий натяжения. Результирующее отклонение натяжения с учетом корректировки в двух плоскостях и реального расположения оттяжек в пространстве составляет

$$\Delta T_{mi}^{xy} = \lambda_2 \bar{\sigma}\left(\Delta T_{mi}^{xy}\right), \qquad (26.73)$$

где $\bar{\sigma}\left(\Delta T_{mi}^{xy}\right)$ — среднеквадратическое отклонение ΔT_{mi}^{xy} (приведено в табл. 26.12).

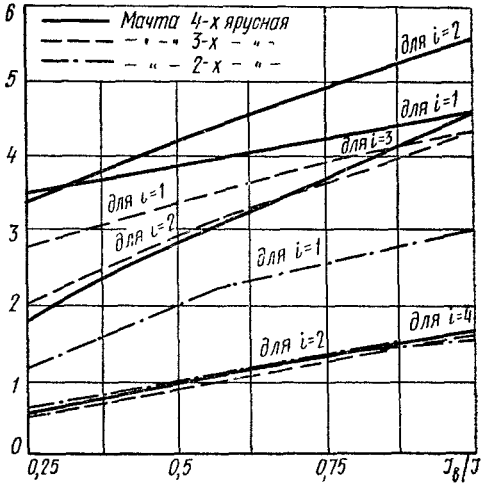


Рис. 26.17. Зависимость коэффициента η_i от жесткости ствола мачты

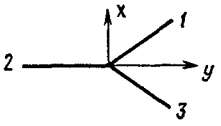
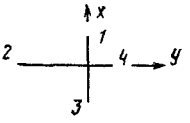
Взаимосвязь между допусками. Фактическое отклонение усилий в оттяжках ΔT_{mi}^{xy} зависит от ошибки измерения и процесса корректировки. Требуемая точность натяжения может быть достигнута лишь при определенных соотношениях точности измерения и размеров корректирующих сил. При значениях ρ_1 и ρ_2 (см. табл. 26.10) и предельных ошибках принятого метода измерения $\rho < \rho_1$ допуск ρ_2 более чувствителен к точности натяжения, нежели ρ_1. Поэтому в выражение (26.71) взаимосвязи допусков входит только ρ_2;

$$\varepsilon\sqrt{\frac{2v_0}{m}} \leqslant \frac{\mu}{v} + \left[\xi\frac{h^2}{EJ}T_i^0\frac{\cos\alpha_{0i}}{r_i}\frac{\lambda_1}{\lambda_2}\right]\rho_2 = \frac{\mu}{v} + \lambda\rho_2, \qquad (26.74)$$

где ξ — для мачт с тремя и четырьмя оттяж-

[1] Отчет ОСК-4 ЦНИИПСК по теме 0.55.027е-4а, УДК...

Таблица 26.12. **Среднеквадратическое значение $\bar{\sigma}(\Delta t_{mi}^{xy})$**

Расположение оттяжек в плане			
№ оттяжки	1,3	2	1—4
$\bar{\sigma}\left(\Delta T_{mi}^{xy}\right)$	$\sqrt{\frac{3}{8}\bar{\sigma}^2_{изм}+\frac{7\bar{\sigma}^2(Q_i)}{12\cos^2\alpha_{0i}}}$	$\sqrt{\frac{3}{8}\bar{\sigma}^2_{изм}+\frac{\bar{\sigma}^2(Q_i)}{4\cos^2\alpha_{0i}}}$	$\sqrt{\frac{1}{2}\bar{\sigma}^2_{изм}+\frac{\bar{\sigma}^2(Q_i)}{4\cos^2\alpha_{0i}}}$

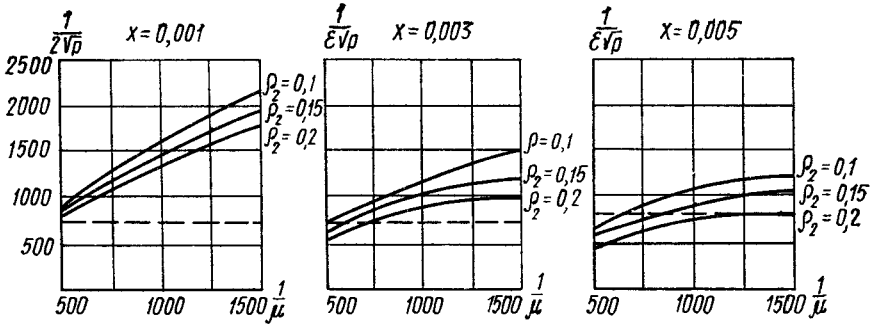


Рис. 26.18. Зависимость значения $\varepsilon\sqrt{q}$ от μ

ками в плане соответственно равен 0,159 и 0,25.

На рис. 26.18 приведен график зависимости $\varepsilon\sqrt{2p_0/m}=\psi(\mu)$ для 4-ирусиой мачты при разных значеиииях ρ_2 и λ. Пуиктирная лииия на графиках соответствует зиачению $\varepsilon=1/750$ и $2p_0/m=1$. Как следует из графиков, при допусках $\varepsilon=1/750$ и $\mu=1/1500$ отклонение натяжения оттяжек зиачительно и должио учитываться в уиикальных сооружениях.

26.3. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ И МЕТОДЫ РАСЧЕТА СИСТЕМ

26.3.1. Общие положеиия

Системы состоят из совокупности опор и связывающих их элементов. В отличие от автономных опор системы ие могут работать, если одна из опор или группа элементов, осуществляющих связь между иими, нарушеиа. Части системы примеияются для создания отражающих поверхиостей, выполняемых из нитей или иногда используемые в качестве элемеитов, объедиияющих опоры. Усилия, перпендикулярные отражающей поверхиости, воспринимаются опорами, которые в зависимости от радиотехиических требований могут быть выполиены в виде башии, мачты или комбинированной опоры (мачто-башни) (рис. 26.19).

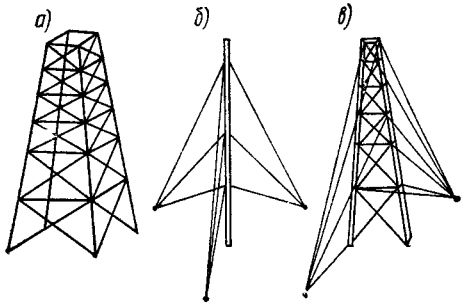


Рис. 26.19. Схемы опор

а — башня, *б* — мачта, *в* — комбинированная опора

При ломаном очертании антенны, когда оиа вписывается в цилиндрическую поверхность параболической, эллиптической, круговой или другой формы с кривизиой одного знака, целесообразно применять коиструкции в виде мачт с одной плоскостью оттяжек, так как в этом случае аитенное полотио может восприиять силы, действующие как в плоскости оттяжек (при иаправлении сил от опоры к оттяжке), так и в плоскости, перпендикулярной плоскости оттяжек (рис. 26.20, *в*). Углы между смежными пролетами β_i могут быть больше и меньше 180°, и в зависимости от этого направлеиие равиодействующей от тяжения

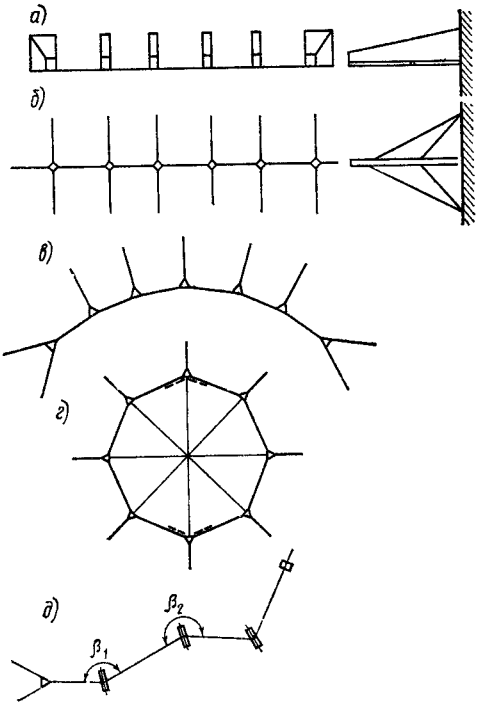


Рис. 26.20. Схемы систем при плоских отражающих поверхностях, работающих из плоскости поверхности

а — башни, *б* — мачты; *в* — незамкнутые цилиндрические системы; *г* — замкнутые; *д* — при произвольном расположении антенн

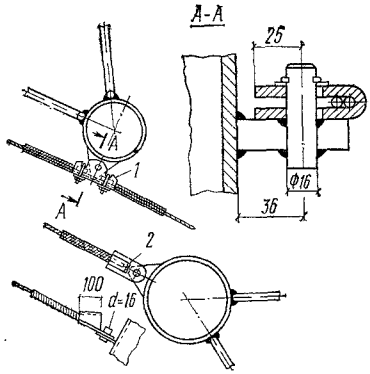


Рис. 26.21. Крепление горизонтальных нитей отражающих поверхностей

1 — у промежуточных опор; *2* — у концевых опор

антенны в двух смежных пролетах изменяется. При постановке опор, работающих в направлении биссектрисы угла между двумя смежными полотнами, следует учитывать асимметричность преобладающих усилий, так как при отсутствии внешних воздействий одна группа поясов будет большинство времени сжата, вторая — растянута. Если по радиотехническим соображениям возможно пересечение поля оттяжками, то могут быть применены мачты с оттяжками, расположенными в одной плоскости (рис. 26.20, *б*). Чтобы увеличить живучесть системы в отдельных опорах, как показано пунктиром на рис. 26.20, *г*, устанавливаются дополнительные связи, препятствующие распространению разрушения, которое в этом случае ограничивается участком между смежными связями. Число связей устанавливается, сообразуясь с конструктивными особенностями системы и возможностью продолжения радиотехнической работы системы до ее восстановления (при пониженной эффективности).

При расположении нитей через 1 м и менее или соответственно установке сетки, имеющей ячейку 2×2 м и менее, наибольшие усилия в системе возникают при обледенении с ветром. Чтобы уменьшить нагрузки на опоры в районах с толщиной обледенения более 20—40 мм, часть нитей (60—80%) рассчитывают таким образом, чтобы они разрушились при таком обледенении, оставшуюся часть (40—20%) проводов рассчитывают в предположении, что более слабые нити оборваны и дальнейшее увеличение обледенения и соответственно усилия происходят лишь от воздействия его на опоры оставшихся проводов.

Конструктивное решение крепления горизонтальных нитей в системе вида, указанного на рис. 26.20, *в* в концевой и промежуточных опорах, приведено на рис. 26.21.

26.3.2. Примеры конструктивных решений

В случае устройства отражающих поверхностей двойной кривизны и при использовании их в дециметровом диапазоне

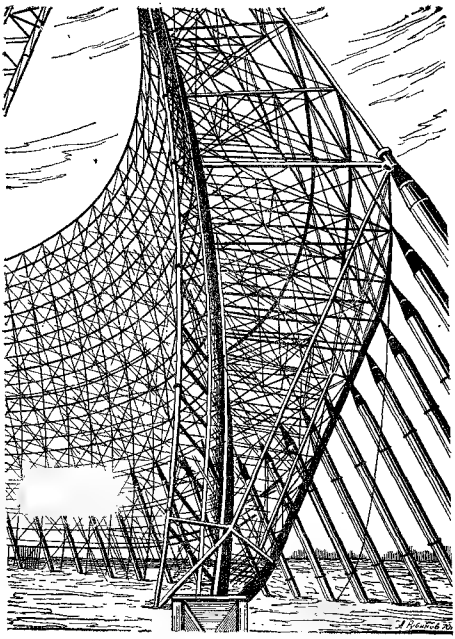


Рис. 26.22. Конструкция в виде структуры, использованной для параболической антенны (двоякой кривизны). Построена США в Гренландии

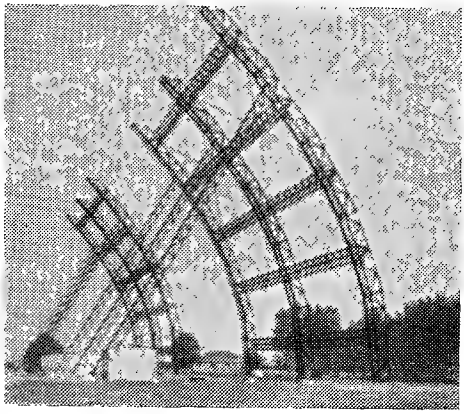


Рис. 26.23. Антенна для работы с использованием ионосферного рассеивания

волн они из системы перерождаются в пространственные структуры. Одна из таких структур, построенная США в Гренландии, приведена на рис. 26.22.

Для антенны с использованием ионосферного рассеяния (рис. 26.23) применяют поверхности в виде параболического цилиндра. В зависимости от соотношения длины такого цилиндра к раскрыву (высоте) его целесообразно выполнять: при $l/h>2{,}5$ в виде системы, состоящей из консолей параболической формы, объединенных между собой нитями и по торцам поддер-

Рис. 26.24. Узлы крепления отражающей поверхности антенны: слева — к концевой опоре; справа — промежуточной опоре

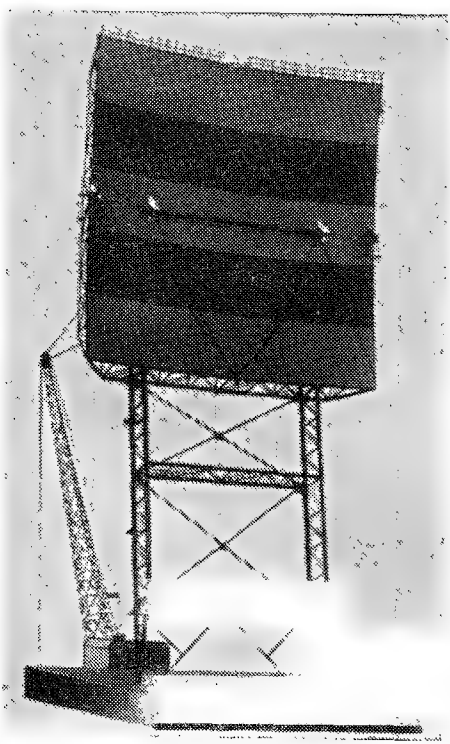


Рис. 26.25. Современные антенны тропосферной связи

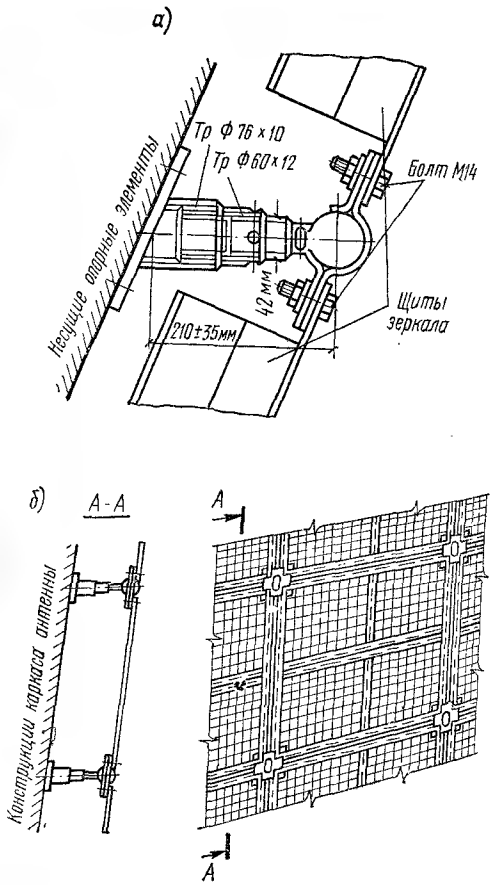


Рис. 26.26. Отражающая поверхность тропосферной антенны

а — узлы крепления к несущей конструкции; *б* — сетчатая поверхность

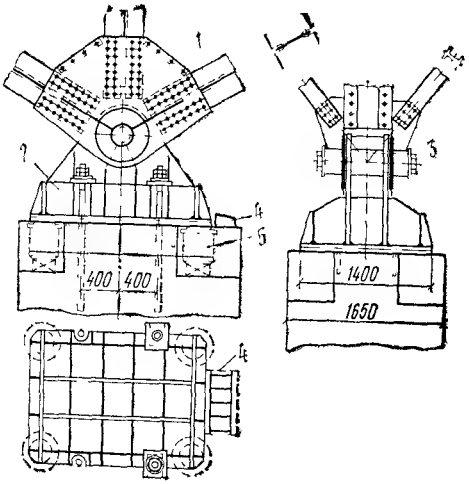


Рис. 26 27. Опорный шарнир, позволяющий производить регулировку во время эксплуатации

1 — несущие конструкции· *2* — опорный башмак; *3* — опорная ось, *4* — боковой упор; *5* — гидравлические домкраты

живаемых шайбами и системами оттяжек; при $l/h \leqslant 2{,}5$ в виде консолей с подкосами, соединенными между собой распорками, работающими на сжатие, и раскосами, обеспечивающими поперечную неизменяемость в направлении оси цилиндра (см. рис. 26 23). Узлы крепления нитей отражающей поверхности к несущим конструкциям приведены на рис 26 24.

Конструкции антенн тропосферной связи (рис. 26 25) с отражающей поверхностью размерами 20×20 и 30×30 м предназначены для установки в 5 и 7 ветровых районах СССР при изменении положения центра зеркал 10—40 м. На рис. 26.26 показаны основные узлы крепления щитов отражающей поверхности зеркала.

Для установки щелевых антенн применяют специальные поддерживающие конструкции, в которых предусмотрены устройства для регулирования опорных частей во время эксплуатации (рис. 26 27) и перемещения радиотехнических структур по несущим конструкциям при изменении температуры.

26.3.3. Особенности расчета систем

Плоские системы используются для отражения радиоволн от многочисленных вибраторов, установленных перед отражающей поверхностью. Усилия при ветре в направлении, перпендикулярном отражающей плоскости, воспринимаются башнями (см. рис. 26 20, *а*) или мачтами (см. рис. 26 20, *б*). Возможность использования мачт зависит от радиотехнических требований, так как оттяжки пересекают фронт радиоволн. В продольном направлении опоры соединяют между собой проводами, являющимися не только радиотехническими, но и силовыми элементами.

Наихудшими загружениями являются: для промежуточных опор — действие ветра или обледенения и ветра при направлении его нормально поверхности антенны, для концевых и анкерных опор — обледенение и ветер при некотором угле по направлению к антенне. Наиболее опасное направление следует установить, проведя расчеты при различных направлениях ветра (в первом приближении можно принимать угол между направлением ветра и плоскостью антенны около 30°).

Если системы образуются из опор, работающих в двух взаимно перпендикулярных направлениях, как системы с односторонними связями, принцип суперпозиций неприменим, и необходимо составлять выражения, устанавливающие изменение усилий при одновременном действии сил Q_{1x} и Q_{1y}.

Вертикальные цилиндрические системы. Если система выполнена в виде упругой складки, вписанной в некоторую кривую (замкнутую или незамкнутую), и состоит из вертикальных элементов—опор, располагаемых в точках перелома направления складки, поддерживающих горизонтально расположенные нити, механически связывающие опоры между собой, и внешних наклонных оттяжек (см. рис. 26 20, *в*, *г*), то такая предварительно-напряженная система будет геометрически неизменяемой и может воспринять все прилагаемые к ней нагрузки. Если знак кривизны постоянен, то оттяжки располагаются с одной стороны системы (рис. 26 28, *а*); если знак изменяется, то соответственно изменяется и положение оттяжки (рис. 26 28, *б*) таким образом, что она всегда располагается со стороны складки, где угол более π.

При действии сил веса и предварительного напряжения (при средней температуре) сумма внешних нагрузок на ось X, равна нулю, опора не испытывает изгиба в плоскости XOZ и вся система в горизонтальной плоскости является веревочным многоугольником. При равенстве смежных пролетов и одинаковом числе связующих нитей оттяжки устанавливают по биссектрисе угла; при разных пролетах возможна постановка оттяжек по биссектрисе угла, но в этом случае для равенства тяжений

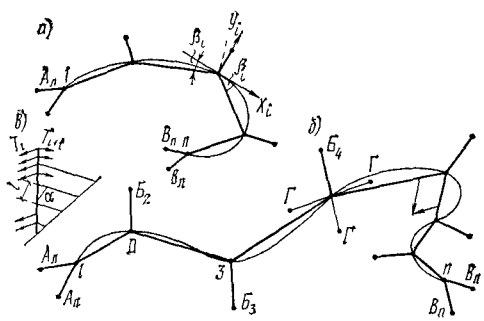


Рис. 26 28. Схемы цилиндрических систем

а — одного знака кривизны; *б* — разных знаков кривизны; *в* — схемы расположения оттяжек в вертикальной плоскости; *А*, *В* — оттяжки концевых опор, *В* — оттяжки промежуточных опор, *Г* — оттяжки анкерной опоры

в двух смежных пролетах необходимо выдержать условие

$$\sum\left[T_i=\frac{q_i\,l_i^2}{8f_i}\right]=$$

$$=\sum\left[T_{i+1}=\frac{q_{i+1}\,l_{i+1}^2}{8f_{i+1}}\right],\qquad(26.75)$$

где T_i и T_{i+1} — усилия в нитях двух смежных пролетов При равном числе нитей в двух смежных пролетах знак суммы в формуле (26.75) отсутствует; $q_i, l_i, f_i, q_{i+1}, l_{i+1}, f_{i+1}$ — вертикальная нагрузка, пролет и прогиб нитей в двух смежных пролетах.

Возможна постановка оттяжек под произвольным углом φ в плане с тем, чтобы в наиболее частом режиме работы прогиб у нитей был одинаковым. В общем случае

$$\sum^{l}\overline{T}_{i,k}\sin\beta_i+\sum^{l}\overline{T}_{i+1,k}\sin\beta_{i+1}+$$

$$+\overline{T}_{\text{отт}\,ik}\sin\alpha_k=0,\qquad(26.76)$$

и при равенстве сечений нитей и их прогибов должно быть удовлетворено условие (26.77), где n — число нитей в пролете;

$$\left.\begin{aligned}&\sum X_i=\frac{nq}{8f}\left(l_i^2-l_{i+1}^2\right)\cos\beta_i+\\&+T_{\text{отт}\,ik}\sin\alpha_k\sin\varphi;\\&\sum Y_i=\frac{nq}{8f}\left(l_i^2+l_{i+1}^2\right)\sin\beta_i-\\&-T_{\text{отт}\,ik}\sin\alpha_k\cos\varphi;\end{aligned}\right\}\qquad(26.77)$$

α_k — наклон касательной в точке крепления оттяжки к вертикали.

В плоскости YOZ ствол мачты работает от действия поперечных сил q_y^0 и нормальных сил от тяжения оттяжек и собственной массы нитей и конструкций. Значение q_y^0 определяется по формуле

$$q_y^0=\frac{H_i+H_{i+1}}{a}\sin\beta=$$

$$=\frac{\dfrac{q_i\,l_i^2}{f_i}+\dfrac{q_{i+1}\,l_{i+1}^2}{f_{i+1}}}{8a}\sin\beta.\qquad(26.78)$$

В этой части расчета устанавливаются начальные параметры пролетных частей сооружения: f_{ik}, T_{ik}, φ_{ik}, а также концевых опор, руководствуясь тем, чтобы ствол во время монтажных натяжений (при средней температуре) был прямолинеен и вертикален. Длина нитей, соединяющих смежные мачты данного пролета, в этом случае будет одинаковой.

Так же, как и в плоских системах через $L\leqslant 3H$, опоры должны воспринимать усилия как в направлении антенного полотна (рис. 26.28, оттяжки $Г$), так и в перпендикулярном направлении, для чего устанавливаются дополнительные оттяжки При больших геометрических размерах необходимо учитывать не только изменение направления ветра (при отсутствии или наличии обледенения), отыскивая наиболее опасные для различных элементов направления, но и возможные зональные воздействия в различных пролетах системы и по высоте.

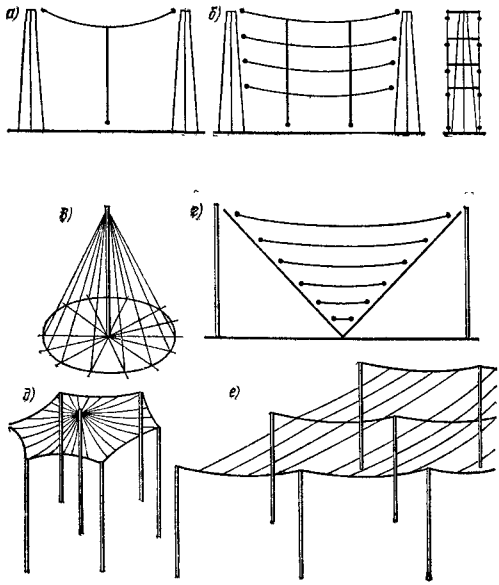


Рис. 26.29. Схемы основных видов проволочных антенн

а — линейные; *б* — синфазные горизонтальные; *в* — зонтичные; *г* — логарифмические; *д* — радиальное расположение проводов, *е* — прямоугольное расположение проводов

Если по радиотехническим соображениям не допускается постановка оттяжек в поле излучения, то опоры могут выполняться комбинированными (см. рис. 26.20, *д*).

Прочие виды систем. К системам относятся зонтичные антенны (рис. 26.29, *д*) и другие горизонтальные или наклонные плоские или линейчатые антенны, жестко закрепленные к опорам и используемые как радиотехнические элементы, а также для восприятия возникающих усилий. В этом случае при расчете системы используется условие совместности перемещений опор и связывающих их антенн.

26.4. ПЕРЕВОЗНЫЕ АНТЕННЫЕ УСТРОЙСТВА

К перевозным конструкциям предъявляются особые требования, связанные со способом транспортирования и сроками развертывания и свертывания на произвольных площадках.

Одной из сложных операций, требующих значительного времени, является устройство опорных закреплений. Если опрокидывающие моменты, действующие на опору, могут быть восприняты без закрепления к грунту, используя вес антенного устройства и транспортных средств, то этот

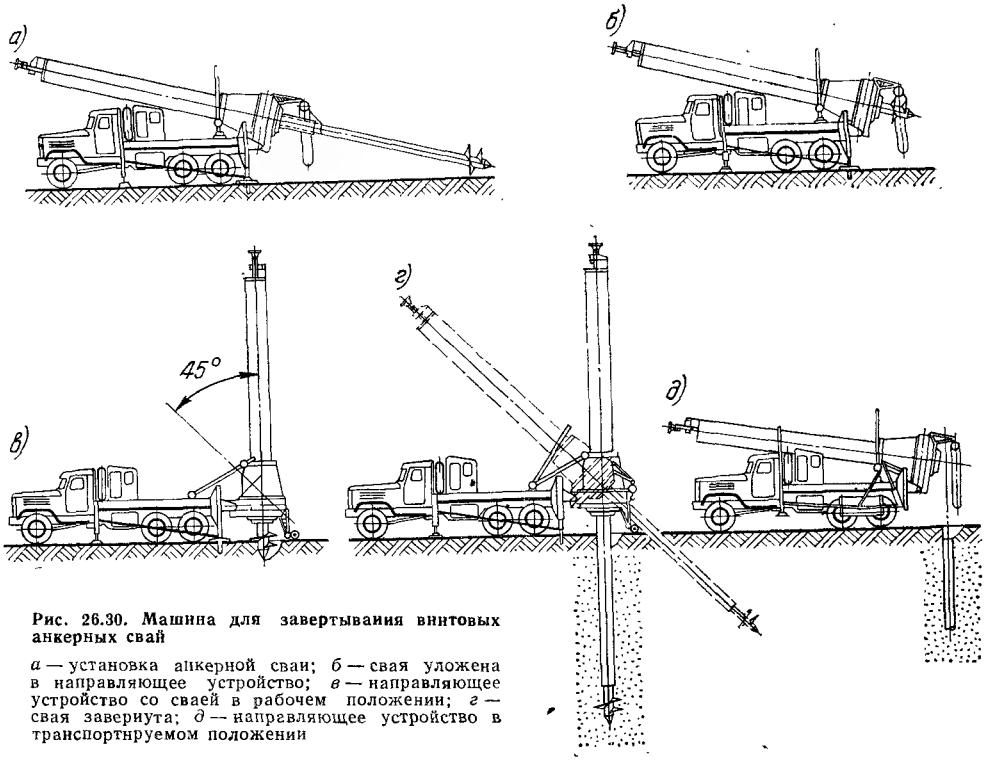


Рис. 26.30. Машина для завертывания винтовых анкерных свай

а — установка анкерной сваи; *б* — свая уложена в направляющее устройство; *в* — направляющее устройство со сваей в рабочем положении; *г* — свая завернута; *д* — направляющее устройство в транспортируемом положении

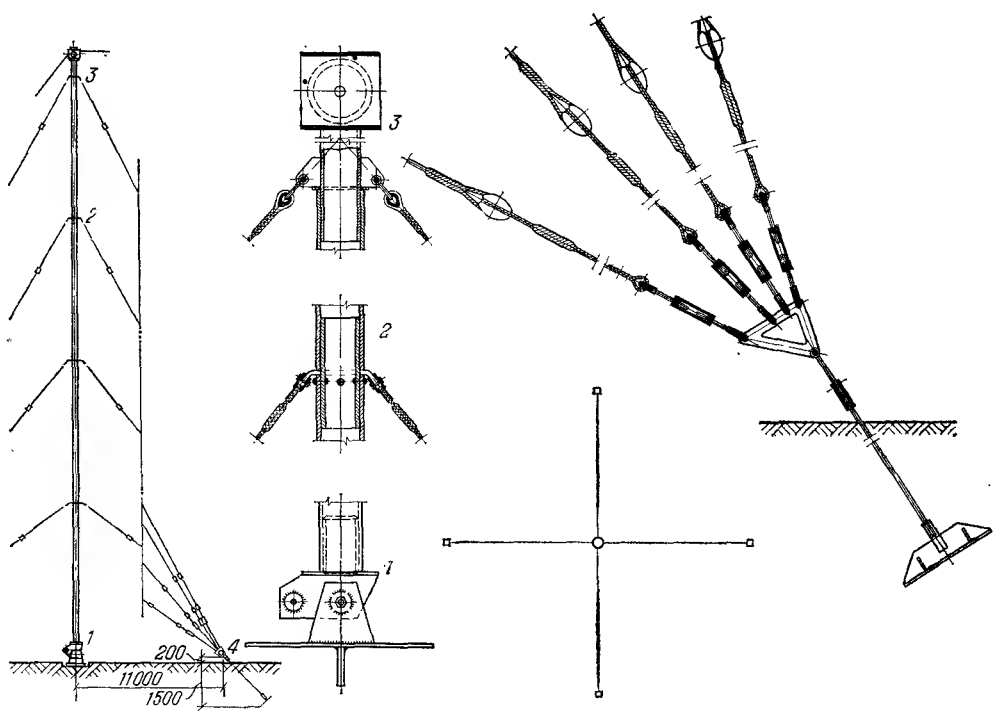


Рис. 26.31. Мачта высотой 22 м для автоматических метеостанций (тип 1945 г.)

1 — ствол из дюралюминиевых труб 110×5 мм и опорный шарнир; *2* — присоединение оттяжек диаметром 6,5 мм к стволу; *3* — крепление проволочной антенны; *4* — анкерное крепление оттяжек

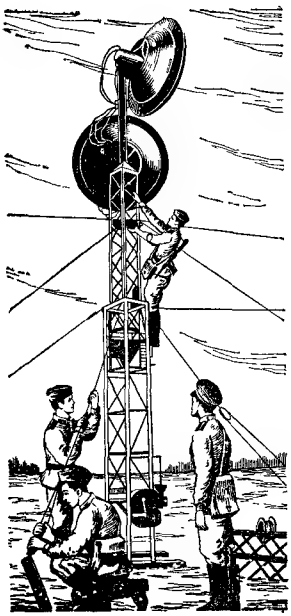
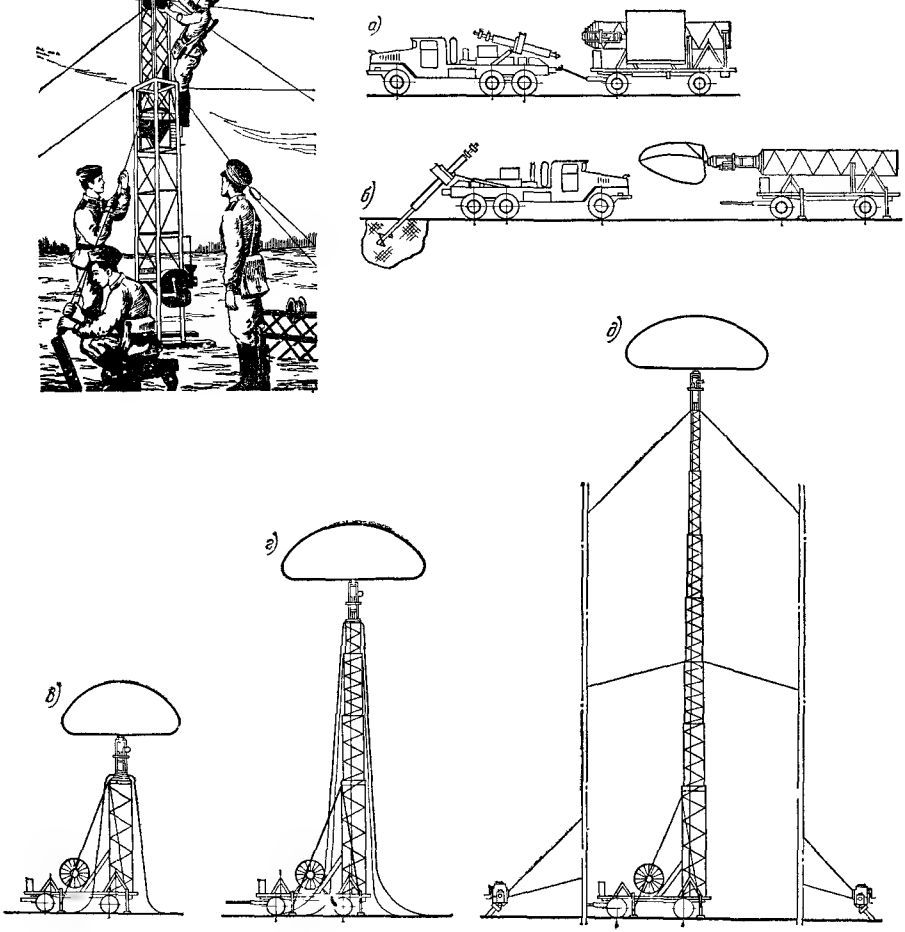


Рис. 26.32. Типовые быстроразвертываемые опоры

Рис. 26.33. Опора телескопического типа

а — при транспортировании; *б* — начало установки; *в—д* — последовательное развертывание антенны



способ является предпочтительным. Если необходимо устройство фундаментов, то сроки развертывания возрастают. Поскольку грунтовые условия на территории СССР весьма различны, то для некоторых из них (скальных или при вечной мерзлоте) требуются дублирующие устройства для закрепления.

Для завертывания винтовых анкерных устройств разработана специальная машина (рис. 26.30) с диаметром лопасти до 1000 мм на глубину до 8 м, развивающая крутящий момент до 130 кН·м. Ручным способом удается развить момент до 1 кН·м.

Для установки автоматических метеостанций применялись мачты высотой 22 м звенья труб соединялись с помощью втулок, способных воспринять изгибающий момент.

С 1950 г. широко используются для установки различного оборудования на высоте 20—30 м мачты с базой 300×300 мм. Секции мачты поднимают с помощью специального станка (рис. 26.32), устанавливаемого на опорную плиту и имеющего каретку, перемещающуюся по высоте станка с помощью ручной лебедки. При нижнем положении каретки на нее устанавливается очередная секция и после закрепления ее к оттяжкам поднимается в верхнее положение. Оттяжки закрепляются к винтовым анкерным фундаментам через специальные (рис. 26.31) из дюралюминия. Отдельные

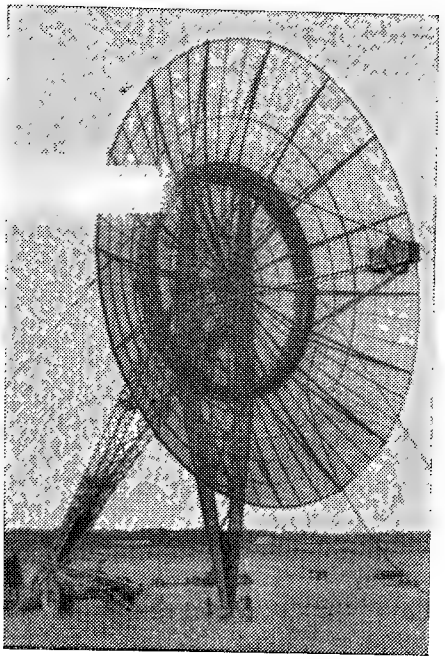


Рис. 26.34. Перевозное антенное устройство с параболическим зеркалом диаметром 10 м

ручные лебедки, которые отпускают оттяжки по мере подъема секции.

Для ускорения развертывания мачты применяются телескопические стволы, которые транспортируются в собранном виде и на месте установки повертываются из горизонтального положения в вертикальное. Машина предохраняется от опрокидывания с помощью откидных консолей и домкратов (рис. 26.33).

Параболические антенны собираются из отдельных элементов, укладываемых на специальные машины (рис. 26.34) и прицепы и закрепляются к анкерным фундаментам.

Находят применение также пневматические антенные устройства, а также антенны, поднимаемые на аэростатах.

26.5. ЗЕРКАЛЬНЫЕ АНТЕННЫ

26.5.1. Основные требования, предъявляемые к размещению и конструкциям зеркальных антенн (радиотелескопов)

1. Необходимость обзора всей или только определенной части небесной сферы. Из точки с широтой, характеризуемой углом φ, отсчитываемым от экватора, можно в течение суток производить обзор части сферы, равной

$$S_\varphi = S_0 \frac{1+\cos\varphi}{2}, \qquad (26.79)$$

где S_0 — поверхность, обозримая при положении радиотелескопа на экваторе ($\varphi=0$).

При постановке инструмента на полюсе Земли он сможет обследовать только одну (северную или южную $\varphi=\pm 90°$) полусферу и $S_\varphi=0{,}5\ S_0$. Это требование может влиять на выбор местоположения инструмента на земной поверхности.

2. Необходимость обзора всей или части видимой полусферы из данной точки земного шара. Размер и ориентация телесного угла обзора существенно влияют на степень подвижности и схему монтировки (систему осей вращения и тип подвески) антенны.

3. Обеспечение эффективной работы антенны в конкретных метеоусловиях. Уровень эффективности при соответствующей обеспеченности работы по времени должен определяться требованиями технического задания. Метеонагрузки (ветровая, гололедная, снеговая), при которых снижение эффективности работы радиотелескопа не должно превосходить заданного уровня, устанавливают на основании данных радиотехники.

4. Необходимость выбора площадок для размещения антенн исходя из минимизации влияния метеовоздействий.

5. Учет изменения температуры и давления воздуха при вращении антенны в подкупольном помещении в случае размещения ее в радиопрозрачном укрытии.

6. Уменьшение давления ветра благодаря устройству постоянных или подвижных ветроотбойных щитов, с помощью которых воздушный поток в основном огибает сооружение.

7. Уменьшение влияния солнечной радиации. Одно из эффективных мероприятий — окраска лакокрасочным покрытием с высоким коэффициентом светоотражения. В отдельных случаях может возникнуть необходимость в экранировании элементов конструкции, находящихся вблизи фокуса зеркала. Так, в солнечных радиотелескопах отражающая поверхность должна быть выполнена сетчатой или поверхность обработана таким образом, чтобы рассеяние солнечных лучей было достаточным для надежной работы вторичных систем, размещаемых в фокусе.

26.5.2. Классификация зеркальных антенн (радиотелескопов)

Конструкции радиотелескопов классифицируют по следующим признакам: степени обзора видимой полусферы небосвода; радиотехнической схеме; диапазону радиоволн; размерам; системе вращения и принципиальному конструктивному решению.

А. В зависимости от возможности обследования в данное время всей или части небосвода радиотелескопы делят на: полнообзорные, конструктивное решение которых позволяет направить антенну на любую точку видимого небосвода; с частичным (конический телесный угол менее 180°) обзором; вращающиеся только по углу места (в вертикальной плоскости), изменение угла по азимуту (в горизонтальной плоскости) происходит с часовой скоростью вследствие вращения Земли; неподвижные с фиксированным относительно поверхности Земли положением оси диаграммы направлен-

Таблица 26.13. **Предпочтительные размеры зеркальных антенн**

Диаметр $D_р$ раскрыва, м	8	12	16	25	32	50	64	100	128	200
Геометрическая площадь $A_г$ раскрыва, м²	50	113	201	491	804	1963	3215	7850	12 861	31 400

ности (при вращении Земли ось диаграммы направленности почти с суточным циклом изменяет положение относительно плоскости эклиптики в связи с наклоном оси Земли по отношению к ней на угол ~23°, что позволяет проводить наблюдения в зоне ~46° в течение года).

Кроме того, возможно изменение направления приема на определенный угол радиотехническими способами.

Б. При создании радиотелескопов могут быть использованы различные радиотехнические схемы антенн: параболические и квазипараболические с одним большим зеркалом при различных вторичных системах (одно- и двухзеркальные) и системах энергопитания (специальные системы, лучеводы и др.); двухзеркальные с большим сферическим зеркалом; многоэлементные; типа антенн переменного профиля с перископическим переотражающим зеркалом; многозеркальные; солнечные многоэлементные; крестообразные; рупорно-параболические; специальные двухзеркальные; антенные решетки с диполями и фазовращателями.

В. В зависимости от диапазона радиоволн радиотелескопы различаются на декаметровые, метровые, дециметровые, сантиметровые, миллиметровые и субмиллиметровые.

Г. Принятый в настоящее время с целью унификации решений ряд предпочтительных диаметров зеркал радиотелескопов и соответствующие ему величины $A_г$ — геометрической площади раскрыва (апертуры) антенны — приведены в табл. 26.13.

Д. В зависимости от радиотехнической схемы антенны ее вращение осуществляется: а) вращением всей зеркальной системы совместно с неподвижно к ней присоединенными облучающими и переоблучающими устройствами; б) вращением главного зеркала только по азимуту и облучающих элементов вторичной системы относительно главного зеркала в меридиональной плоскости; в) вращением только облучающих элементов вторичной системы в области ограниченного телесного угла обзора.

Для случая *а* возможно применение трех видов систем вращения: угломестно-азимутальной (рис. 26.35, *а*); параллактической (полярной либо экваториальной, рис. 26.35, *б*); угломестно-угломестной (карданной, рис. 26.35, *в*).

Е. Принципиальные конструктивные решения зависят от всех ранее указанных классификационных признаков и в свою очередь могут быть классифицированы следующим образом:

1) параболические или квазипараболические: а) с угломестно-азимутальным вращением: башенного типа, мостобашенного типа, системы ФИАН и ФРГ, системы ЦНИИПСК, с лучеводами; б) с азимутальным вращением большого зеркала; в) вращающиеся только по углу места; г) с неподвижным большим зеркалом;

2) сферические двухзеркальные: а) с неподвижным большим зеркалом, прикреп-

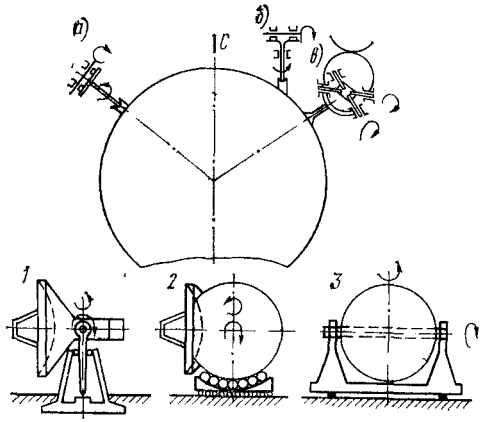


Рис. 26.35. Основные схемы монтировки

а — угломестно-азимутальная; *б* — параллактическая; *в* — карданная; *1* — система вращения зеркальной антенны при угломестно-азимутальной монтировке, башенная; *2* — то же, катковая; *3* — то же, мосто-башенная

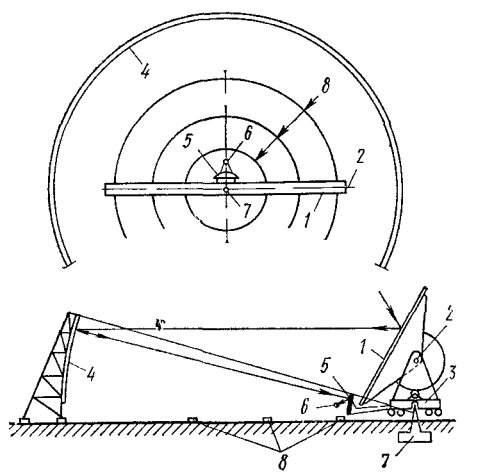


Рис. 26.36. Перископический полноповоротный телескоп

1 — плоское отражающее зеркало; *2* — ось вращения по углу места; *3* — платформа плоского зеркала; *4* — неподвижное зеркало; *5* — переоблучающее зеркало; *6* — приемник; *7* — азимутальная ось; *8* — кольцевые пути

ленным к грунту в естественной или специально организованной выемке и автоматически регулируемыми при изменении температуры опорами, поддерживающими второе зеркало и облучатель; б) с неподвижным большим зеркалом, имеющим возможность свободных перемещений при изменении температуры, с конструктивным решением, допускающим использовать произвольный рельеф местности; в) с вращающимся по азимуту большим зеркалом;

3) рупорно-параболические;

4) высечки из параболоида: а) с расположением облучающего устройства на вращающемся мосту и автоматически перестраивающейся отражающей поверхностью; б) с неподвижной периферийной частью и перископической частью, вращающейся как по углу места, так и по азимуту (рис. 26.36); в) то же, но с вращением перископического зеркала только по углу места;

5) двухзеркальные антенны, составленные высечками из параболической и гиперболической поверхностей.

26.5.3. Расчет по первому предельному состоянию

Когда антенна вращается по углу места, то расчет по первому предельному состоянию является поверочным, поскольку схема сооружения и соотношения сечений отдельных элементов выбираются исходя из требований второго предельного состояния, в первую очередь из ограничений весовых деформаций, возникающих при вращении зеркальной системы.

Как правило, при максимальной скорости ветра полноповоротная антенна не эксплуатируется и зеркальная система закрепляется в положении, соответствующем ее направлению в зенит, когда значения аэродинамических сил минимальны. Эксплуатация же антенны, сопровождаемая ее вращением, производится при меньшей скорости ветра, соответствующей допустимому уровню снижения эффективности работы антенны. Таким образом, при проверке несущей способности должно выбираться наихудшее из перечисленных сочетаний воздействия ветра и положения антенны.

Расчет конструкций по первому предельному состоянию в соответствии со СНиП производится на расчетные нагрузки. Отличительной его особенностью является ограничение работы материала основной конструкции и соединений упругой стадией (расчет по предельному состоянию; п. а, 1).

Масса. При вращении зеркала по углу места на угол α (рис. 26.37) компоненты локальной массы P_{ik} на направление фокальной оси P^f_{ik} и в перпендикулярном ему направлении P^t_{ik} будут равны:

$$P^f_{ik} = P^o_{ik} \sin\alpha; \qquad (26.80)$$

$$P^t_{ik} = P^o_{ik} \cos\alpha. \qquad (26.81)$$

Рассмотрим отдельно способы определения усилий от P^t_{ik} и P^f_{ik}.

Усилия от симметрично приложенных сил $P^f_{ik} = P_{0k}$ при одинаковых сечениях ферм могут быть найдены из $2m$ уравнений (m — число колец в каждой поверхности), в которых неизвестными являются усилия от реакции распорок:

по параболической поверхности

$$X_k = 2N_{pnk} \sin\frac{2\pi}{n}; \qquad (26.82)$$

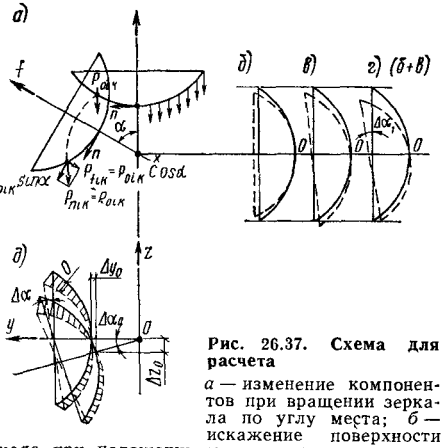


Рис. 26.37. Схема для расчета

а — изменение компонентов при вращении зеркала по углу места; *б* — искажение поверхности зеркала при положении на горизонт от симметричных нагрузок; *в* — то же, от кососимметричных воздействий; *г* — суммарные искажения от симметричных и кососимметричных сил; *д* — смещение центра зеркала относительно оси вращения

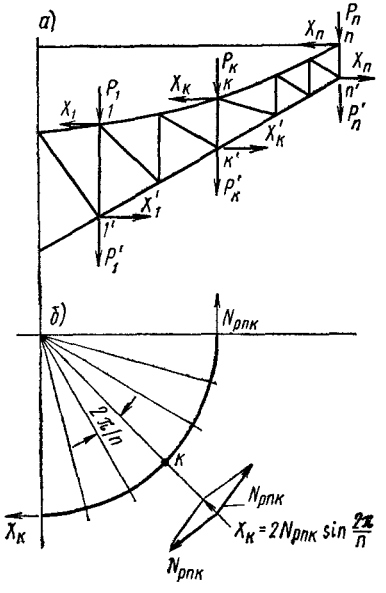


Рис. 26.38. Схема работы силового каркаса от действия симметричных сил

а — радиальная ферма в меридиональном разрезе; *б* — обозначение усилий от действия распорок на радиальные фермы

по наружной поверхности

$$X'_k = 2N'_{pnk} \sin \frac{2\pi}{n}. \qquad (26.83)$$

Схема конструкции и обозначения приведены на рис. 26 38

Для большей точности подсчета необходимо силы прикладывать в верхних и нижних узлах.

Общее выражение совместности деформации радиальной фермы и кольца в произвольной k-й точке верхней поверхности дано в (26 84), а для точки k' в нижней поверхности — в (26 85):

$$[X_1 \delta_{k1} + X_2 \delta_{k2} + \cdots + X_k \delta_{kk} + \cdots + X_m \delta_{km}] + [X'_1 \delta_{k1'} + X'_2 \delta_{k2'} + \cdots + X'_k \delta_{kk'} + \cdots + X'_m \delta_{km'}] + [\Delta_{k1} + \Delta_{k2} + \cdots + \Delta_{kk} + \cdots + \Delta_{km}] + [\Delta'_{k1} + \Delta'_{k2} + \cdots + \Delta_{kk'} + \cdots + \Delta_{km'}] \approx \approx \frac{nX_k r_k}{2\pi E F_k}; \qquad (26.84)$$

$$[X'_1 \delta_{k'1} + X'_2 \delta_{k'2} + \cdots + X'_k \delta_{k'k} + \cdots + X'_m \delta_{k'm}] + [X_1 \delta_{k'1'} + X_2 \delta_{k'2'} + \cdots + X_k \delta_{k'k'} + \cdots + X_m \delta_{k'm'}] + [\Delta_{k1'} + \Delta_{k2'} + \cdots + \Delta_{k'k} + \cdots + \Delta_{k'm}] + [\Delta_{k'1'} + \Delta_{k'2'} + \cdots + \Delta_{k'k'} + \cdots + \Delta_{k'm'}] \approx \frac{nX'_k r_k}{2\pi E F_k}, \qquad (26.85)$$

где r_k и F_k — радиус и площадь сечения k-го кольца.

Здесь в значениях δ и Δ первый индекс указывает местоположение точки, для которой ищется перемещение, а второй указывает на местоположение единичной силы, от которой находится перемещение·

$$\delta_{pk} = \delta_{kp} = \sum_1^p \frac{\overline{N}_{yk} N_{yp} l_y}{EF_y}; \qquad (26.86)$$

$$\Delta_{pk} = \sum_1^p \frac{N'_{ykp} \overline{N}_{yp} l_y}{EF_y}, \qquad (26.87)$$

где $\overline{N}_{yk}$ — безразмерное усилие в y-м элементе фермы от силы X-1, приложенной в точке k; N_{yp} — безразмерное усилие в y-м элементе фермы от силы X-1, приложенной в точке p, $l_y F_y$ — длина и площадь y-го элемента; N_{ykp} — усилие в y-м элементе от силы p_k, приложенной в точке k.

После решения системы линейных уравнений находят значения неизвестных $X_1 X_2 \ldots, X_k, \ldots, X_m; X'_1, X'_2, \ldots, X'_k \ldots, X'_m$ и радиальных смещений·

$$\Delta r_k = \frac{X_k r_k}{2 \sin \frac{2\pi}{n} EF_{pnk}} = \frac{\sigma_k r_k}{2E \sin \frac{2\pi}{n}}; \qquad (26.88)$$

$$\Delta r'_k = \frac{X'_k r_k}{2 \sin \frac{2\pi}{n} EF_{pnk}} = \frac{\sigma'_k r_k}{2E \sin \frac{2\pi}{n}}. \qquad (26.89)$$

Смещения соответствующих узлов относительно оси OY (см. рис. 26 39) находят, рассматривая одну радиальную ферму, нагруженную соответствующими силами P и P' и найденными значениями неизвестных X. Деформации от составляющей силы могут быть найдены по формулам:

$$\Delta z^2 + \Delta x^2 = \Delta r^2; \ \Delta x = \Delta r \cos \varphi;$$

$$\Delta y = \Delta r \sin \varphi. \qquad (26.90)$$

Кроме сил собственной массы и распределенных полярно-симметрично нагрузок от веса отражающей поверхности действуют сосредоточенные силы от конструкции, поддерживающей облучающие устройства. В этом случае число неизвестных увеличивается обычно до $(2mn)/4 = (mn)/2$.

Усилия от кососимметрично приложенных сил $P^t_{tk} = P_{0k}$ при одинаковых сечениях ферм и соответствующих элементов могут быть определены исходя из решения системы линейных уравнений, где неизвестными являются: нормальные усилия в распорках $(mn/4)2$ неизвестных (по двум плоскостям); нормальные усилия в раскосах $(mn/4)2 \cdot 2$ неизвестных, поперечные силы в

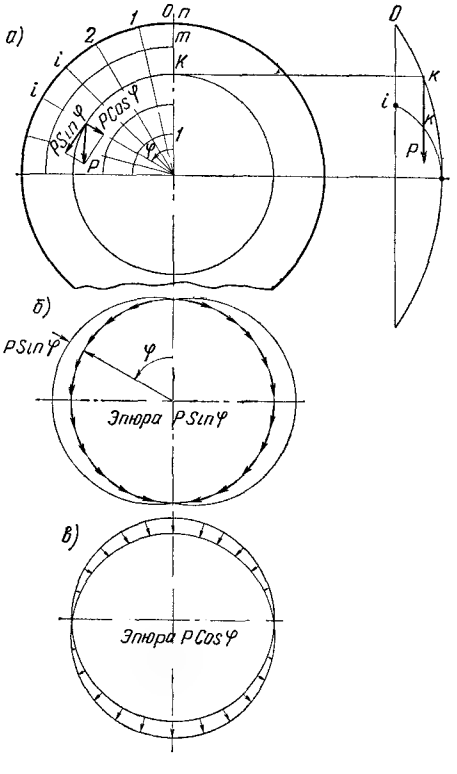


Рис. 26.39. Схема разложения сил P^t_{0k}

а — общая схема; *б* — эпюра силы $P^t_{0k} \sin \varphi$; *в* — эпюра силы $P^t_{0k} \cos \varphi$

кольцевых балках $mn/4$ неизвестных; всего $(7mn/4)$ неизвестных.

Для упрощения при распределенной нагрузке можно силу P^t_{ok}, в свою очередь, разложить, как это указано на рис. 26.37, на две составляющие: первую

$$P^t_{\varphi\alpha kpn} = P^t_{0k} \sin\varphi = P_{0k} \cos\alpha \sin\varphi, \quad (26.91)$$

действующую в плоскости кольца, и вторую

$$P^t_{\varphi\alpha k\Phi} = P^t_{0k} \cos\varphi = P_{0k} \sin\alpha \cos\varphi, \quad (26.92)$$

действующую в плоскости радиальной фермы. Эти силы находятся также в плоскости кольца. От силы $P^t_{\varphi\alpha kpn}$ возникают усилия в распорках и фермах, значения которых могут быть определены как в статически определимой системе при условии, если кольца и фермы в плоскости кольца соединены между собой шарнирно.

Рассматривая равновесие одного квадранта, можно найти усилие в k-й распорке по формуле

$$N_k = \frac{P_{0k}}{\cos\frac{\pi}{w}} \left[\sin\varphi_k + \sin\left(\varphi_k + \frac{2\pi}{w}\right) + \right.$$

$$\left. + \sin\left(\varphi_k + 2\frac{2\pi}{w}\right) + \frac{\sin\frac{2\pi}{2}}{2}\right. . \quad (26.93)$$

При этом к составляющей $P^t_{\varphi\alpha k\Phi}$ силы, действующей на радиальную ферму, добавляется усилие

$$\Delta P^t_{\varphi\alpha k\Phi} = P_{0k}\left(\cos\varphi_k + \sin\varphi_k \operatorname{tg}\frac{\pi}{n}\right) +$$

$$+ 2N_{k+1} \sin\frac{\pi}{n} . \quad (26.94)$$

и общая сила, действующая в плоскости радиальной фермы:

$$P^t_{\varphi\alpha k\Phi\Sigma} = P^t_{\varphi\alpha k\Phi} + \Delta P^t_{\varphi\alpha k\Phi}. \quad (26.95)$$

Поскольку силы $P^t_{\varphi\alpha k\Phi\Sigma}$ лежат в плоскостях соответствующих радиальных ферм, то их нормальные составляющие к оси фермы вызывают преимущественное напряжение в элементах фермы и их действие равнозначно действию M и Q в сплошностенчатой балке. Скатная составляющая вызывает преимущественно нормальные силы, существенно менее влияющие на напряженное состояние и деформации.

В первом приближении при распределенной кососимметричной нагрузке можно пренебречь статической неопределимостью всего диска и решать отдельно каждую радиальную ферму от действия сил, вычисленных по формуле (26.95).

Учет отклонений узлов радиальных ферм в направлении, перпендикулярном плоскости фермы, ведется с использованием условия (26.95) и того, что точки симметрии, находящиеся в вертикальной плоскости, не имеют горизонтальных смещений. При действии в узлах сосредоточенных сил такой прием неприменим.

26.5.4. Особенности определения аэродинамических характеристик

Аэродинамические характеристики антенных устройств следует принимать на основании испытания специальных моделей (с устройством подстилающей поверхности), проводимых в аэродинамических трубах

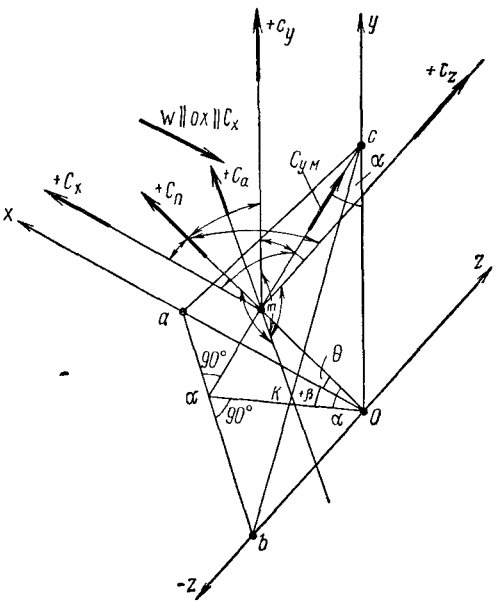


Рис. 26.40. Обозначения для перехода от постоянной системы координат x, y, z к связанной системе координат н, а, у. м (нормаль, азимут, угол места); *От* перпендикулярна *abc*; $\cos\theta = \cos\alpha\cos\beta$

при различном положении моделей по отношению к направлению ветрового потока. На основании взвешивания модели на весах аэродинамической трубы устанавливаются значения c_x, c_y, c_z, m_x, m_y, m_z.

Для расчета конструкций зеркальной части целесообразно иметь значения аэродинамических коэффициентов, определенных относительно системы координат, связанной с зеркальной системой и вместе с ней вращающейся в пространстве. Пользуясь обозначениями, указанными на рис. 26.40, значения коэффициентов обтекания относительно связанной системы координат определяются по формулам:

$$c_н = c_x \cos\alpha \cos\beta + c_y \sin\alpha -$$

$$- c_z \cos\alpha \sin\beta; \quad (26.96)$$

$$c_{у.м} = - c_x \sin\alpha \cos\beta + c_y \cos\alpha +$$

$$+ c_z \sin\alpha \sin\beta; \quad (26.97)$$

$$c_а = c_x \sin\beta + C_z \cos\beta; \quad (26.98)$$

$$m_н = m_x \sin\alpha \cos\beta + m_y \sin\alpha -$$

$$- m_z \sin\alpha \sin\beta; \qquad (26.99)$$

$$m_{\text{у.м}} = m_x \sin\alpha \cos\beta + m_y \cos\alpha + m_z \sin\alpha \sin\beta; \qquad (26.100)$$

$$m_{\text{а}} = m_x \sin\beta + m_z \cos\beta. \qquad (26.101)$$

Если положение угломестной и азимутальной координаты изменяется (см. рис. 26.40) на $\Delta e = e - e'$ (с учетом знака), то

$$m_n' = m_n; \qquad (26.102)$$

$$m_{\text{у.м}}' = m_{\text{у.м}} + C_{\text{а}} \frac{\Delta e}{D}; \qquad (26.103)$$

$$m_{\text{а}}' = m_{\text{а}} - C_{\text{у}} \frac{\Delta e}{D}. \qquad (26.104)$$

26.6. РАСЧЕТ ЗЕРКАЛЬНЫХ АНТЕНН ПО ВТОРОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ

26.6.1. Общие положения

Различают геометрические искажения формы и положения элементов антенны, влияющие на чувствительность и усиление антенны (апертурные) и на погрешности наведения.

Суммарные апертурные искажения складываются из начальных и эксплуатационных. Начальные искажения $\Delta_{\text{н}}$ зависят от точности изготовления, монтажа и выверки и носят случайный характер. Эксплуатационные $\Delta_{\text{э}}$ имеют систематический характер и возникают вследствие деформирования конструкций антенны при ее вращении под воздействием сил тяжести, инерционных сил, ветра, температуры и т. п. При увеличении отношения $\Delta/\lambda = {}^1/_{16} \ldots {}^1/_5$ потери возрастают на 5—50%. Столь же существенны потери, вызываемые нарушением взаимного положения отдельных элементов антенны.

У полноповоротных зеркальных антенн, работающих в диапазоне $\lambda = 100 \ldots 0{,}1$ мм, выбор конструктивной формы и подбор сечений определяются условиями второго, а не первого предельного состояния.

При этом *второе предельное состояние конструкций рассматривается в зависимости от принятого уровня эффективности работы антенны, при достижении которого уменьшение эффективности (у конструкции, сохраняющей прочность и устойчивость) делает дальнейшую эксплуатацию неудовлетворительной вследствие ухудшения радиотехнических параметров антенны.*

Предельное условие имеет вид

$$\eta_{\Sigma}^{\text{кон}} \geqslant \eta_{\text{пр}}, \qquad (26.106)$$

где $\eta_{\Sigma}^{\text{кон}}$ — парциальный коэффициент эффективности, характеризующий снижение коэффициента использования поверхности (КИП) от конструктивных факторов (функция нагрузок, материала и системы сооружения, технологии изготовления, монтажа и выверки конструкций, распределения поля облучения и системы компенсации ошибок); $\eta_{\text{пр}}$ — предельный наименьший допустимый коэффициент эффективности.

Значение $\eta_{\Sigma}^{\text{кон}}$ зависит от деформации $\Delta_{\text{э}}$, которую вычисляют в функции нормативных нагрузок. В качестве нормативного эксплуатационного скоростного напора ветра принимают $q_{\text{н.э}}^{\text{в}}$ который определяется по СНиП, но с учетом задаваемой обеспеченности работы объекта (антенны) по времени

$$q_{\text{н.э}}^{\text{в}} = \left(\frac{V_{10}^{\text{н.э}}}{V_{10}^{\text{н}}} \right)^2 q_{\text{н}}^{\text{в}}, \qquad (26.107)$$

где $V_{10}^{\text{н}}$, $V_{10}^{\text{н.э}}$ — скорости ветра на высоте 10 м над землей соответственно максимальной интенсивности, соответствующей нормируемому СНиП напору $q_{\text{н}}^{\text{в}}$, и при заданной обеспеченности p, % по времени.

Аналогично поступают с нагрузкой от снега и обледенения. Только здесь *значения нормативных эксплуатационных нагрузок от снега* $q_{\text{н.э}}^{\text{с}}$ *и от обледенения* $q_{\text{и.э}}^{\text{г}}$ *не зависят* от географического положения антенны, а принимаются соответственно допустимому уровню потерь, возникающих при прохождении радиоволн через отложения осадков на поверхностях антенны.

Целесообразно использовать систему безразмерных параметров, важнейшими из которых являются:

относительный фокус зеркала

$$\overline{F} = F D_{\text{р}}^{-1}; \qquad (26.108)$$

относительный диаметр раскрыва, определяющий пределы качественного изменения конструктивного решения:

$$\overline{D}_{\text{р}} = D_{\text{р}} \lambda^{-1}; \qquad (26.109)$$

относительное среднеквадратическое искажение (ОСКИ), определенным образом характеризующее потенциальные возможности конструктивного решения:

$$\xi = \sigma D_{\text{р}}^{-1}, \qquad (26.110)$$

где σ — среднеквадратическое значение отклонений Δ.

26.6.2. Расчет снижения эффективности работы антенны от конструктивных несовершенств

Связь между КИП и парциальными коэффициентами эффективности $\eta_{\Sigma}^{\text{кон}}$ (от конструктивных факторов) и $\eta_{\Sigma}^{\text{р.т}}$ (от радиотехнических факторов) описывается выражением

$$\text{КИП} = \eta_{\Sigma}^{\text{кон}} \eta_{\Sigma}^{\text{р.т}}, \qquad (26.111)$$

где (с учетом вероятностного характера совпадения во времени максимальных проявлений отдельных независимых факторов)

$$\eta_{\Sigma}^{\text{кон}} = \prod_{i=1}^{m} \left(\eta_i^{\text{кон}} \right) = \eta_{\text{а.н}} \eta_{\text{а.э}}^{\text{св}} \eta_{\text{а.э}}^{\text{в}} \eta_{\text{а.э}}^{\text{с}} \times \left(\eta_{\text{а.э}}^{\text{г}} \right) \eta_{\text{а.э}}^{\text{т}} \eta_{\text{т}}. \qquad (26.112)$$

Здесь $\eta_i^{кон}$ — парциальные коэффициенты, характеризующие: $\eta_{а.н}$ — начальные искажения формы; $\eta_{а.э}^{св}$, $\eta_{а.э}^{в}$, $\eta_{а.э}^{с}$, $\eta_{а.э}^{г}$, $\eta_{а.э}^{т}$ — эксплуатационные искажения формы, обусловленные деформациями конструкций под воздействием соответственно массы, ветра, снега, гололеда и температурных перепадов; $\eta_т$ — рассеяние мощности конструкциями, расположенными перед раскрывом.

Эквивалентная (эффективная при учете только конструктивных факторов) площадь раскрыва зеркала антенны равна $A_{эк} = \eta_{\Sigma}^{кон} A_{геом}$ (при круговом раскрыве

$$A_{геом} = \frac{1}{4}\pi D_р^2).$$

Значения указанных парциальных коэффициентов эффективности определяются по формулам:

$$\eta_{а.н} = (4\bar{F})^{-2}\left\{(4\bar{F})^{-2} + \left(e^{(4\pi\xi_{н\Sigma}\bar{D}_р)^2} - 1\right) \times \right.$$
$$\left. \times \ln\left[1 + (4\bar{F})^{-2}\right]\right\}^{-1}, \qquad (26.113)$$

где неравномерности полей облучения и распределения начальных ошибок относительно раскрыва зеркала учитываются предварительно при вычислении $\xi_{н\Sigma}$ путем введения соответствующих весовых функций;

$$\eta_{а.э} = \left\{\left[\sum_{k=1}^{m}(f_k \cos\psi_k \Delta\bar{P}_k)\right]^2 + \right.$$
$$\left. + \left[\sum_{k=1}^{m}(f_k \sin\psi_k \Delta\bar{P}_k)\right]^2\right\} \times$$
$$\times \left[2\int_{\bar{r}=0}^{1} f(\bar{r})\,\bar{r}\,d\bar{r}\right]^{-2}, \qquad (26.114)$$

где $\bar{r} = 2r/D_р$ — относительная радиальная координата; $f(\bar{r}) \approx 1 + c\bar{r}^2$ и f_k — функция амплитудного распределения поля (мощности) в раскрыве и ее значение в точке $\bar{r} = \bar{r}_k$; Ψ_k — искажение плоского фронта волны в раскрыве (фазовый сдвиг) вследствие деформирования конструкций в точке $\bar{r} = \bar{r}_k$ и $\varphi = \varphi_k$, равное

$$\psi_k = \pi\bar{D}_р\{n_x\bar{r}_k \sin\varphi_k + n_y\bar{r}_k\cos\varphi_k +$$
$$+ [\bar{r}_k\bar{F}^{-1}(\Delta\bar{R}_k + \Delta\bar{F}_x\bar{F}\sin\varphi_k +$$
$$+ \Delta\bar{F}_y\bar{F}\cos\varphi_k) - 4(\Delta\bar{A}_k -$$
$$- 1/16\,\Delta\bar{F}_z\bar{r}_k^2\bar{F}^{-1})]\left(1 + 1/16\,\bar{r}_k^2\bar{F}^{-2}\right)^{-1}\}; \qquad (26.115)$$

$\Delta\bar{P}_k = 4\Delta P_k/\pi D_р^2$ — удельная площадка в раскрыве, в пределах которой корректно считать f_k и Ψ_k постоянными; $\Delta\bar{A}_k = \Delta A_k/D_р$ и $\Delta\bar{R}_k = \Delta R_k/D_р$ — аксиальная и радиальная компоненты относительного деформационного перемещения k-й точки поверхности в цилиндрической системе координат; $\Delta\bar{F}_x = \Delta F_x/F$, $\Delta\bar{F}_y = \Delta F_y/F$ и $\Delta\bar{F}_z = \Delta F_z/F$ — то же, но фокуса (контррефлектора, облучателя) в декартовой системе координат; n_x и n_y — направляющие косинусы (в декартовой системе) поворота плоского фронта волны в раскрыве;

$$\eta_т = 1 - \frac{2\nu k_{ск}\bar{a}}{\pi}\left\{\frac{\pi\bar{e}^2}{n\bar{a}^2} + 2\left(\bar{r}_{н.о} - \frac{\bar{b}}{\cos\beta}\right) - \right.$$
$$- 2\bar{e} + \frac{\bar{a}^2}{2}\left[\frac{1 - (2\bar{F} - \bar{z}_р)\operatorname{tg}\beta}{\bar{c}_1\operatorname{tg}\beta + (\bar{r}_{в.о} - \bar{b}/\cos\beta)}\right]^3 +$$
$$+ 2\left(1 - \bar{r}_{н.о} + \frac{\bar{b}}{\cos\beta}\right) \times$$
$$\times \frac{-2\bar{F}\operatorname{tg}\beta + 1/2\left(1 + \bar{r}_{н.о} - \frac{\bar{b}}{\cos\beta}\right) +}{\bar{c}_1\operatorname{tg}\beta +}$$
$$\left. + \frac{\operatorname{tg}\beta}{24\bar{F}}\left[1 + \bar{r}_{н.о} - \frac{\bar{b}}{\cos\beta} + \left(\bar{r}_{н.о} - \frac{\bar{b}}{\cos\beta}\right)^2\right]\right\},$$
$$+ (\bar{r}_{в.о} - \bar{b})/\cos\beta \qquad (26.116)$$

где ν — число ног опоры; $\bar{a} = 2a/D_р$; $\bar{b} = 2b/D_р$, $\bar{c} = 2c/D_р$, $\bar{e} = 2e/D_р$ (обозначения см. на рис. 26.41); $k_{ск}$ — коэффициент, учитывающий радиосквозность ноги опоры, принимаемый по результатам модельных испытаний.

Если вычисление $\eta_{а.э}$ по формуле (26.114) вызывает затруднение, то он мо-

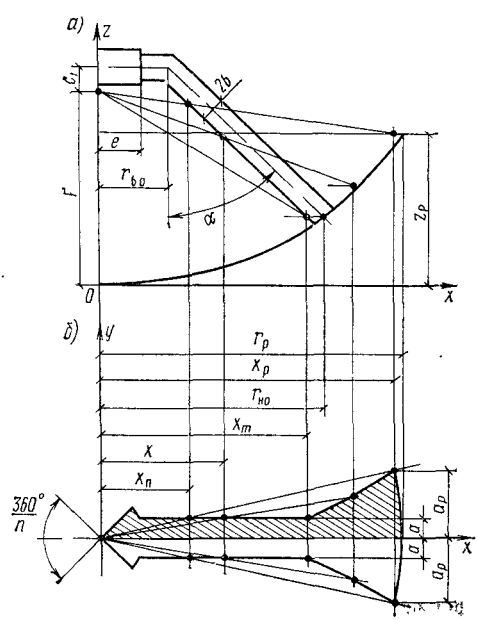


Рис. 26.41. Образование тени в раскрыве антенны при «освещении» опоры плоским и сферическим волновыми фронтами

а — вид сбоку; *б* — вид со стороны фокуса (в плане)

жет быть приближенно определен по значению $\xi_э$ (рис. 26.50).

26.6.3. Расчет начальных искажений (расчет точности)

Связь между замыкающим отклонением любой точки отражающей поверхности (или какой-либо другой точки) и составляющими погрешностями $\Delta_{нi}$, накапливаемыми при изготовлении, монтаже и юстировке (выверке), устанавливается уравнением

$$\sigma_{н\Sigma} = 1/3\left[\sum_i \left(A_i^2 k_i^2 \Delta_{нi}^2\right)\right]^{1/2} = \left[\sum_i \left(A_i^2 \sigma_{нi}^2\right)\right]^{1/2}, \qquad (26.117)$$

где A_i — передаточное отношение; k_i — коэффициент относительного рассеяния i-го звена размерной цепи.

Соответствующее значение начального ОСКИ ($\xi_{н\Sigma}$) определяется по формуле

$$\xi_{н\Sigma} = \overline{D}_р^{-1}\left[\left(\sigma N_{н\Sigma}^{кр}\right)^2 + \sum_{j=1}^{l}\left(\sigma N_{нj}^{юс}\right)^2 + \sum_{j=l+1}^{l}\left(\sigma N_{нj}^{юс}\right)^2 + \left(\sigma N_{щ}^{из}\right)^2\right]^{1/2}, \qquad (26.118)$$

где $\sigma N_{н\Sigma}^{кр}$ — среднеквадратическое значение начальных отклонений (по нормали к поверхности) от теоретического положения узловых точек каркаса зеркала, учитываемое только в случае отсутствия юстировки (выверки) при сборке на монтаже; $\sum_{j=1}^{l}(\sigma N_{нj}^{юс})^2$ — суммарная среднеквадратическая погрешность (дисперсия) юстировки, причем $\sum_{j=1}^{l}$ — от ошибок, меняющихся с изменением местоположения юстируемой точки, а $\sum_{j=l+1}^{l}$ — от независимых ошибок; $\sigma N_{щ}^{из}$ — среднеквадратическое значение начальных погрешностей (по нормали) формы щита отражающей поверхности.

Точность рассчитывают в определенной последовательности.

1. Составляется схема размерной цепи, выделяется замыкающее звено и записывается основное уравнение номинальных размеров звеньев цепи

$$L_\Sigma = \Sigma_i (A_i L_i). \qquad (26.119)$$

2. Устанавливаются характеристики всех i составляющих звеньев $\Delta_{нi}$, k_i, α_i (α — коэффициент относительной асимметрии) и замыкающего звена k_Σ, α_Σ.

3. По (26.118) определяется $\xi_{н\Sigma}$ и в соответствии с заданными $\overline{D}_р$ и $\overline{F}$ вычисляется из (26.113) значение $\eta_{а\,н}$.

4. Решение первой задачи точностного расчета — по известным отклонениям (допускам) составляющих звеньев рассчитать отклонение (допуск) замыкающего звена (поверочный расчет) — на этом заканчивается.

5. При решении второй задачи точностного расчета — по заданному отклонению (допуску) замыкающего звена или по заданному значению $\xi_{н\Sigma}$ найти наиболее рациональные отклонения (допуски) составляющих звеньев (проектный расчет) — допускаемые отклонения $\Delta_{нi}$ назначаются, сообразуясь с экономической точностью изготовления, по возможности финишной технологической операции. Поэтому при негативной оценке найденных значений решение не является законченным.

6. Достижение заданной точности в этом случае осуществляется несколькими способами. Один способ попыток заключается в коррекции назначенных значений $\Delta_{нi}$ в сторону их уменьшения. Другой — в сокращении количества составляющих звеньев, т. е. в использовании принципа наикратчайшего пути. Третий способ, наиболее простой и действенный, заключается в компенсации разности $[\Delta_{н\Sigma} - (\Delta_{н\Sigma})_{пр}]$ с помощью специального звена — компенсатора с регулируемым размером.

При радиально-кольцевой континуально-дискретной системе накопление ошибок в положении точек отражающей поверхности происходит главным образом в радиальном направлении, т. е. задача расчета точности сводится к расчету плоских размерных цепей, располагающихся в радиальных плоскостях. Учет пространственности при этом производится введением специальной весовой функции при вычислении $\xi_{н\Sigma}$ по (26.118). На рис. 26.42 приведен пример распределения поля начальных отклонений в натуре у одной из построенных антенн.

Случай 1. Сборка зеркала без юстировки из рассыпных элементов. Размерная цепь имеет вид, показанный на рис. 26.43. Положение любой узловой точки каркаса определяется линейными ошибками трех элементов базовой ячейки, а также ошибками местоположения ячейки, и размерная цепь помимо звеньев линейных размеров будет содержать звенья — угловые размеры.

Этот случай является расчетным также и при определении допусков на изготовление и сборку каркасов зеркал при наличии автономных элементов отражающей поверхности[1].

Случай 2. Сборка зеркала без юстировки из блоков. Размерная цепь показана на рис. 26.44. Блочный монтаж подразумевает наличие минимум двух наводящих отверстий в стыке. В точке $i = m$

$$\left(\sigma N_{н\Sigma}^{кр}\right)_m^2 = \frac{k_{\Sigma m}^2}{9}\left[\left(\Delta z_{\Sigma m}^{кр}\right)^2 \cos^2 \gamma L_{m-1} + \left(\Delta r_{\Sigma m}^{кр}\right)^2 \sin^2 \gamma L_{m-1}\right]; \qquad (26.120)$$

$$\left(\Delta z_{\Sigma m}^{кр}\right)^2 = \frac{1,6^{(2\nu-2)}}{k_{\Sigma m}^2}\left\langle A_0^2 \left\{k^2 \Delta_0^2 + \right.\right.$$

[1] Формулы приведены в кандидатской диссертации В. С. Поляка «Совершенствование конструктивной формы полноповоротных параболических зеркальных антенн с целью повышения эффективности их работы». М., 1971.

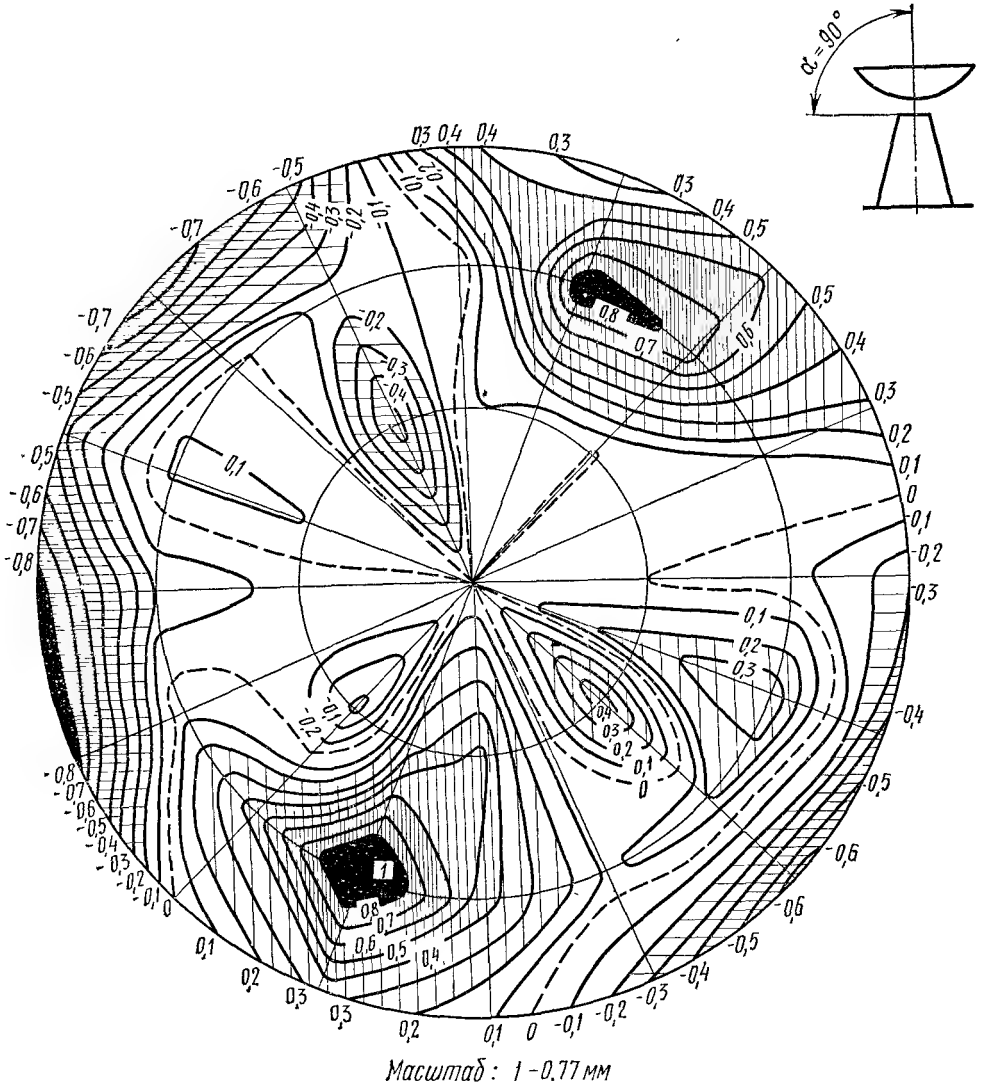


Рис. 26.42. Натурные начальные несовершенства ($\Delta N_{н}/\Delta N_{н\Sigma}$) отражающей поверхности зеркала РТ-16 ($\Delta N_{н\Sigma}$ =0,7 мм, $\sigma N_{н\Sigma}$ =0,2 мм)

$$+\frac{(\Delta_3)^2_{\nu=1}}{16}\left[k_1^2+9(1+\alpha_1)^2\right]\Bigg\}+$$

$$+k^2\sum_{i=1}^{m}\left[A_{1i}^2\left(\Delta L_{i-1}\right)^2_{\nu=1}\right]+\frac{(\Delta_3)^2_{\nu=1}}{8}\times$$

$$\times\left[k_1^2+9(1+\alpha_1)^2\right]\sum_{i=1}^{m}\left(A_{1i}^2+A_{2i}^2\right)\Bigg\rangle, \qquad (26.121)$$

где $A_0^2=\sin^2\gamma_0$; $A_{1i}^2=\sin^2\gamma L_{i-1}$;

$$A_{2i}^2=\frac{1}{c_{i-1}^2}(r_m-r_{i-1})^2;$$

$(\Delta r^{кр}_{\Sigma m})^2$ определяется по (26.121), в которую вместо передаточного отношения A_j подставить B_j:

$$B_0^2=\cos^2\gamma_0;\quad B_{1i}^2=\cos^2\gamma L_{i-1};$$

$$B_{2i}^2=\frac{1}{c_{i-1}^2}(z_m-z_{i-1})^2.$$

Случай 3. Сборка зеркала с компенсацией ошибок при юстировке поверхности с помощью механических устройств типа флагшаблона. Размерная цепь для этого случая имеет вид, показанный на рис. 26.45:

$$\sum_{j=1}^{t}\left(\sigma N_{нj}^{юс}\right)^2_m=\frac{\Delta_3^2}{144}\left[k_1^2+9(1+\alpha_1)^2\right]\times$$

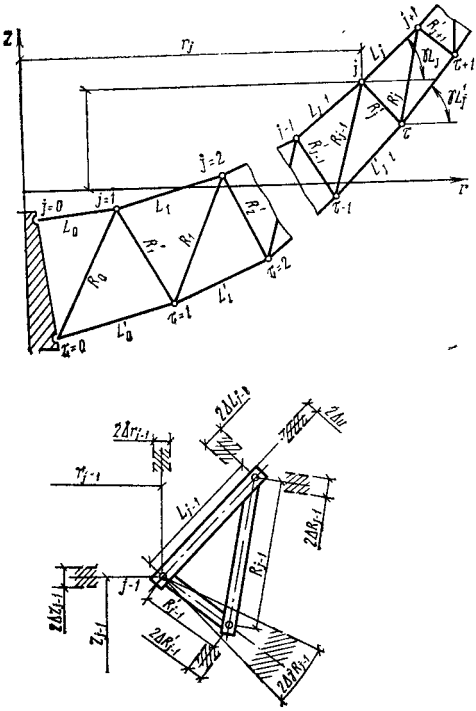


Рис. 26.43. Размерная цепь при сборке зеркала без юстировки из рассыпных элементов

$$\times\left[\left(\frac{r_m}{b_{\text{ф.ш}}}\right)^2\cos^2\gamma L_m+\left(\frac{z_m}{b_{\text{ф.ш}}}\right)^2\sin^2\gamma L_m+1\right]\times$$

$$\times\left[\int_0^1 f(\bar r)\,\bar r^{2n+1}(1+1/16\,\bar r^2\,\bar F^{-2})^{-1}\,d\bar r\right]^{1/2}\times$$

$$\times\left[\int_0^1 f(\bar r)\,\bar r\,d\bar r\right]; \qquad (26.122)$$

$$\sum_{j=t+1}^{l}\left(\sigma N^{\text{юс}}_{\text{н}j}\right)^2_m = 1/9\,\{k^2_{\text{р.г}}\left[\left(\Delta z_{\text{р.г}}\right)^2_m\times\right.$$

$$\times\cos^2\gamma L_m+\left(\Delta r_{\text{р.г}}\right)^2_m\sin^2\gamma L_m\Big]+k^2_{\text{из}}\times$$

$$\times\left[\left(\Delta'_{\text{из}}\right)^2+\left(\Delta''_{\text{из}}\right)^2+\left(\Delta'''_{\text{из}}\right)^2\right]+k^2_{\text{ш.р}}\,\Delta^2_{\text{ш.р}}+$$

$$+k^2_{\text{ш.н}}\,\Delta^2_{\text{ш.н}}+k^2_{\text{эк}}\,\Delta^2_{\text{эк}}\}, \qquad (26.123)$$

где $\Delta_{\text{из}}$ — погрешности измерений (биения оси, положения репера на ноже, эквидистанта);

$$k_{\text{р.г}},\ k_{\text{эк}}=3\,(m-1)^{-1/2}\left[b_m-\frac{1}{m}\sum_{i=1}^{m}(b_i)\right]^{-1}\times$$

$$\times\left[\sum_{i=1}^{m}\left(b_i-\frac{1}{m}\sum_{i=1}^{m}b_i\right)^2\right]^{1/2}. \qquad (26.124)$$

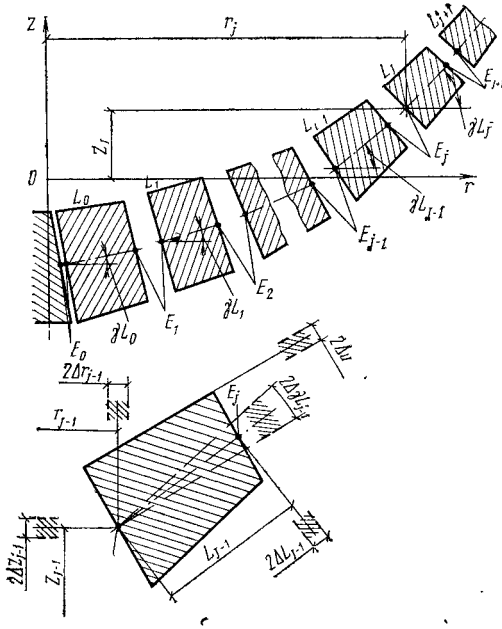


Рис. 26.44. Размерная цепь при сборке зеркала без юстировки из блоков

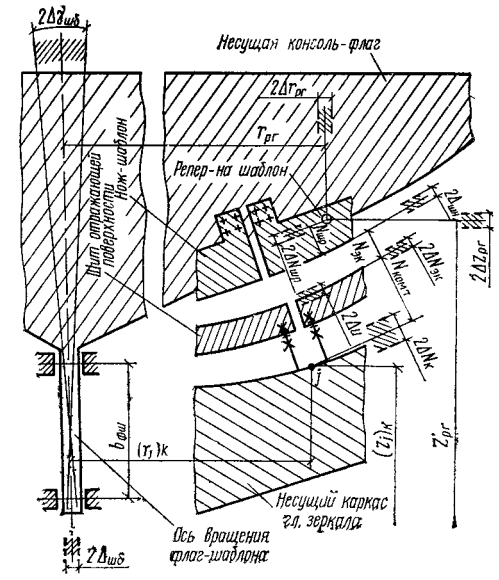


Рис. 26.45. Размерная цепь в случае компенсации ошибок сборки каркаса при юстировке поверхности с помощью механических устройств типа флаг-шаблон

В (26.124) при вычислении $k_{\text{р.г}}$ необходима подстановка $b_i=(\Delta z_{\text{р.г}})_i$, а в случае $k_{\text{эк}}$ — подстановка $b_i=(N_{\text{эк}})_i$. Остальные обозначения указаны на рис. 26.45.

Случай 4. Сборка зеркала с компенсацией ошибок при юстировке оптико-геоде-

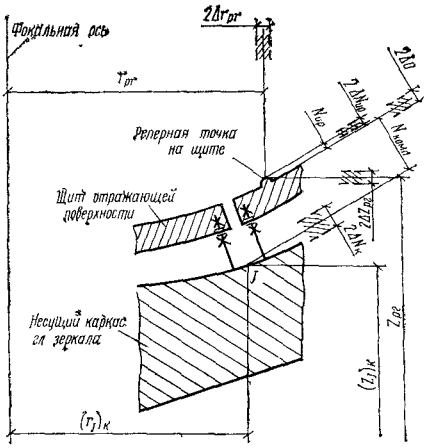


Рис. 26.46. Размерная цепь в случае компенсации ошибок сборки каркаса при юстировке поверхности оптико-геодезическим способом

зическим способом. Размерная цепь показана на рис. 26 46:

$$\sum_{j=1}^{l}\left(\sigma N_{нj}^{юс}\right)_m^2=\frac{1}{9}\left\{k_{рг}^2\left[\left(\Delta z_{рг}\right)_m^2\cos^2\gamma L_m+\right.\right.$$

$$\left.+\left(\Delta r_{рг}\right)_m^2\sin^2\gamma L_m\right]+k_{нр}^2\,\Delta_{ир}^2+$$

$$\left.+k_{из}^2\left(\Delta''_{из}\right)^2\right\}. \qquad (26.125)$$

26.6.4. Расчет эксплуатационных (деформационных) искажений

Эксплуатационные искажения отражающей поверхности зеркала антенны обусловлены деформацией несущего каркаса, проявляющейся в перемещениях узловых его точек, в которых производится опирание щитов отражающей поверхности, и собственно деформациями рабочей поверхности щитов. При размерах щита $\leqslant 2$ м его деформации незначительны На рис. 26 47 приведен пример поля весовых деформаций поверхности одной из существующих антенн.

Для упрощения действующие нагрузки раскладывают на симметричные и кососимметричные составляющие.

Начальное состояние характеризуется отсутствием искажений поверхности от сил веса и соответствует положению антенны α_0, при котором осуществляется юстировка поверхности

Значения нормальных составляющих относительных весовых перемещений $\Delta\bar{N}_k^{св}$ от α и α_0 имеют вид:
симметричные

$$\left(\overline{\Delta N}_k^{св}\right)_\alpha^{см}=\left(\sin\alpha-\sin\alpha_0\right)\left(\overline{\Delta N}_k^{св}\right)_{\alpha=90°}^{см}=$$

$$=\left(\sin\alpha-\sin\alpha_0\right)\left(\Phi_k^{св}\right)^{см}\times$$

$$\times\left(\overline{\Delta N}_0^{св}\right)_{\alpha=90°}^{см}; \qquad (26.126)$$

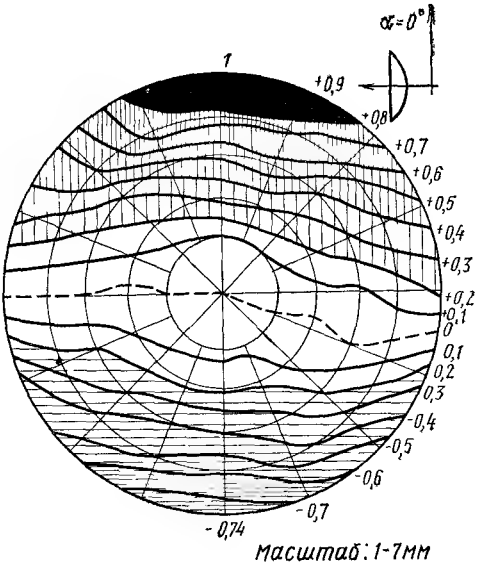


Рис. 26.47. Натурные весовые деформации ($\Delta N_э^{с,в}/\Delta N_{э\,макс}^{с\,в}$) отражающей поверхности зеркала РТ-25 при его наклоне от зенита к горизонту ($\Delta N_{э,макс}^{с\,в}=7$ мм, $\sigma N_{э,\Sigma}^{с\,в}=0{,}6$ мм)

кососимметричные

$$\left(\overline{\Delta N}_k^{св}\right)_\alpha^{ксм}=\left(\cos\alpha-\cos\alpha_0\right)\left(\overline{\Delta N}_k^{св}\right)_{\alpha=0°}^{ксм}=$$

$$=\left(\cos\alpha-\cos\alpha_0\right)\left(\Phi_k^{св}\right)^{ксм}\times$$

$$\times\left(\overline{\Delta N}_0^{св}\right)_{\alpha=0°}^{ксм}, \qquad (26.127)$$

где $\Phi^{св}(\bar{r},\ \varphi)$ — нормированная функция весовых перемещений, зависящая от конструктивной схемы;

$$\overline{\Delta N}_k=\left(1+\frac{1}{16}\,\bar{r}_k^2\bar{F}^{-2}\right)-\frac{1}{2}\times$$

$$\times\left(\overline{\Delta A}_k-\frac{1}{4}\,\overline{\Delta R}_k\,\bar{r}_k\,\bar{F}^{-1}\right). \qquad (26.128)$$

Установление $(\alpha_0)_{опт}$ производится путем минимизации выражений (26.135) и (26.136) при подстановке в них значений (26.126) и (26.127).

Аналогично для весовых смещений фокуса (контррефлектора и облучателя): линейные вдоль OX, OY и OZ:

$$\left(\overline{\Delta F}_x^{св}\right)_\alpha=0;\ \left(\overline{\Delta F}_y^{св}\right)_\alpha=\left(\cos\alpha-\cos\alpha_0\right)\times$$

$$\times\left(\overline{\Delta F}_y^{св}\right)_{\alpha=0°};\ \left(\overline{\Delta F}_z^{св}\right)_\alpha=$$

$$=\left(\sin\alpha-\sin\alpha_0\right)\left(\overline{\Delta F}_z^{св}\right)_{\alpha=90°}; \qquad (26.129)$$

угловые вокруг OX, OY и OZ:

$$\left(\Delta\alpha_x^{св}\right)_\alpha=\left(\cos\alpha-\cos\alpha_0\right)\left(\Delta\alpha_x^{св}\right)_{\alpha=0°};$$

$$\left(\Delta\alpha_y^{св}\right)_\alpha=0;\ \left(\Delta\alpha_z^{св}\right)_\alpha=0. \qquad (26.130)$$

На рис. 26 48 дана графическая интерпретация (26 126) и (26.127) и $\eta_{а,э}^{св}$ для некоторых характерных значений: $\alpha_0=90°$ (зенит), 60°, 45° и 30°.

Распределение ветрового давления по поверхности антенны зависит от трех углов: α и β — места и азимута антенны, $\beta^{в}$ — азимута ветрового потока, и конструктивного решения антенны. Случайным является лишь масштаб деформаций и момент их возникновения.

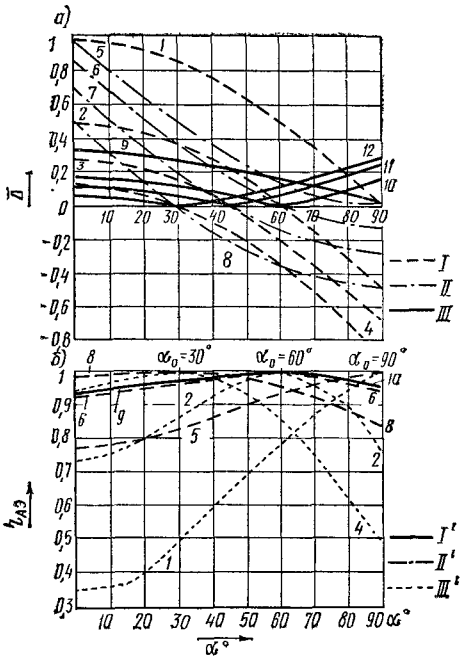


Рис. 26.48. Изменение симметричной $[(\Delta N_k^{с.в})_\alpha^{см}/(\Delta N_k^{с.в})_{\alpha=90°}^{см}]$ и кососимметричной $[(\Delta N_k^{с.в})_\alpha^{ксм}/(\Delta N_k^{с.в})_{\alpha=0°}^{ксм}]$ компонент весовых перемещений — *а*; *б* — коэффициент $(\eta_{Аэ}^{с.в})$ эффективности при изменении углов наклона α и юстировки α_0 зеркала

1, 5, 9 — $\alpha_0=90°$; *2, 6, 10* — $\alpha_0=60°$; *3, 7, 11* — $\alpha_0=45°$; *4, 8, 12* — $\alpha_0=30°$; *I* — $\left(\Delta N_k^{св}\right)_\alpha^{ксм}/\left(\Delta N_k^{св}\right)_{\alpha=0°}^{ксм}$; *II* — $\left(\Delta N_k^{св}\right)_\alpha^{см}/\left(\Delta N_k^{св}\right)_{\alpha=90°}^{см}$; *III* — $\sigma N_\Sigma^{св}/\left(\Delta N_k^{св}\right)_{\alpha=0°}^{ксм}$; *I'* — $\sigma'/\lambda=0{,}02$; *II'* — $\sigma'\lambda=0{,}04$; *III'* — $\sigma'/\lambda=0{,}08$; σ' — σ для $\alpha_0=90°$, $\alpha=0°$

Вводя обозначение $\Phi^{в}(\alpha, \beta, \beta^{в})$ — функции распределения ветровых перемещений точек поверхности, имеем

$$\left.\begin{aligned}\left(\overline{\Delta N}_k^{в}\right)_\alpha^{см}&=\left(\overline{\Delta N}_0^{в}\right)_{\alpha=90°}^{см}\left(\Phi_k^{в}\right)^{см};\\ \left(\overline{\Delta N}_k^{в}\right)_\alpha^{ксм}&=\left(\overline{\Delta N}_k^{в}\right)_{\alpha=0°}^{ксм}\left(\Phi_k^{в}\right)^{ксм}.\end{aligned}\right\}\quad(26.131)$$

Суммирование симметричной и кососимметричной компонент перемещений и соответствующих набегов фазы для точки K производится алгебраически;

$$\left(\overline{\Delta N}_k\right)_\alpha=\left(\overline{\Delta N}_k\right)_\alpha^{см}+\left(\overline{\Delta N}_k\right)_\alpha^{ксм};$$

$$\psi_k=\psi_k^{см}+\psi_k^{ксм}, \qquad (26.132)$$

а сопутствующее парциальное снижение эффективности происходит по более сложному закону:

$$\eta_{а.э}=\left\{\left[\sum_{k=1}^{m}\left(f_k\cos\psi_k^{см}\cos\psi_k^{ксм}\,\overline{\Delta p}_k\right)\right]^2+\left[\sum_{k=1}^{m}\left(f_k\sin\psi_k^{см}\cos\psi_k^{ксм}\,\overline{\Delta p}_k\right)\right]^2\right\}\times\left[2\int_0^1 f(\bar r)\,\bar r\,d\bar r\right]^{-2}. \qquad (26.133)$$

При оптимизации (когда $\eta_{а.э}\geqslant 0{,}8$) и для приближенных оценок $\eta_{а.э}$ по величине ОСКИ ($\xi_э$) может быть использовано допущение **о возможности независимого одновременного учета симметричных и кососимметричных деформаций:**

$$\xi_э^2=\left(\xi_э^{см}\right)^2+\left(\xi_э^{ксм}\right)^2 \text{ и } \eta_{а.э}=\eta_{а.э}^{см}\,\eta_{а.э}^{ксм}. \qquad (26.134)$$

При таком допущении выражение (26.133) имеет вид

$$\eta_{а.э}=1+\left[2\int_0^1 f(\bar r)\,\bar r d\bar r\right]^{-2}\left[\sum_{k=1}^{m}\left(f_k\,\psi_k^{см}\times\overline{\Delta p}_k\right)\right]^2-\left[2\int_0^1 f(\bar r)\,\bar r d\bar r\right]^{-1}\left\{\sum_{k=1}^{m}\left[f_k\times\left(\psi_k^{см}\right)^2\overline{\Delta p}_k\right]+\sum_{k=1}^{m}\left[f_k\left(\psi_k^{ксм}\right)^2\overline{\Delta p}_k\right]\right\}, \qquad (26.135)$$

а зависимость ОСКИ от деформаций описывается уравнением

$$\xi_э=\frac{\overline{D}_р^{-1}}{2\sqrt{2\pi}}\left[\int_0^1 f(\bar r)\,\bar r d\bar r\right]^{-\frac{1}{2}}\times\left\{\sum_{k=1}^{m}\left[f_k\left(\psi_k^{см}\right)^2\overline{\Delta p}_k\right]+\sum_{k=1}^{m}\left[f_k\left(\psi_k^{ксм}\right)^2\times\overline{\Delta p}_k\right]\right\}^{\frac{1}{2}}, \qquad (26.136)$$

где

$$\psi_k^{см}=\pi\overline{D}_р\left[\bar r_k\bar F^{-1}\overline{\Delta R}_k^{см}-4\left(\overline{\Delta A}_k^{см}-\frac{1}{16}\times\overline{\Delta F}_z\bar r_k^2\bar F^{-1}\right)\right]\left(1+\frac{1}{16}\bar r_k^2\bar F^{-2}\right)^{-1}; \qquad (26.137)$$

$$\psi_k^{ксм}=\pi\overline{D}_р\left\{n_x\bar r_k\sin\varphi_k+n_y\bar r_k\cos\varphi_k+\left[\bar r_k\bar F^{-1}\left(\overline{\Delta R}_k^{ксм}+\overline{\Delta F}_x\sin\varphi_k+\overline{\Delta F}_y\times\cos\varphi_k\right)-4\overline{\Delta A}_k^{ксм}\right]\left(1+\frac{1}{16}\bar r_k^2\bar F^{-2}\right)^{-1}\right\}. \qquad (26.138)$$

Предельно допустимые перемещения фокуса (облучателя, контррефлектора) могут быть определены по формулам:

$$(\Delta\bar{F}_z)_{\text{пр}} = 0{,}125\,(\bar{D}_{\text{р}}\,\bar{F})^{-1}\,[1-(4\bar{F})^{-2}+$$

$$+(4\bar{F})^{-4}]^{\frac{1}{2}}\cdot\{[1-(4\bar{F})^{-2}+(4\bar{F})^{-4}]^{\frac{1}{2}}-$$

$$-[1-(4\bar{F})^{-2}]\}; \qquad (26.139)$$

$$(\Delta\bar{F}_x)_{\text{пр}} = (\Delta\bar{F}_y)_{\text{пр}} = 0{,}55\bar{D}_{\text{р}}^{-1};$$

$$(\Delta\alpha_x)_{\text{пр}} = (\Delta\alpha_y)_{\text{пр}} = 2{,}75\bar{D}_{\text{р}}^{-1}. \qquad (26.140)$$

Максимальные значения суммы весовых и ветровых деформацяй определяются либо по (26.112), либо по формуле

$$\xi_{\text{э}}^{\text{св+в}} = \left[(\xi_{\text{э}}^{\text{св}})^2 + (\xi_{\text{э}}^{\text{в}})^2\right]^{\frac{1}{2}}. \qquad (26.141)$$

Суммарные эксплуатационные деформации, учитывающие помимо деформаций каркаса зеркала и деформации элементов (щитов) отражающей поверхности, определяют по формулам (26.142), (26.143) и (26.144).

В случае действия только собственной массы:

а) когда начальные деформации щитов учитываются при юстировке

$$(\xi_{\text{э}\Sigma}^{\text{св}})^2 = (\xi_{\text{э}}^{\text{св}})^2 + \left(\frac{\sigma N_{\text{щ}}^{\text{св}}}{D_{\text{р}}}\right)^2 \times$$

$$\times\frac{\int_0^1 f(\bar{r})\,\bar{r}\left(1+\frac{1}{16}\bar{r}^2\bar{F}^{-2}\right)^{-1}\left[2(\sin\alpha_0-\sin\alpha)^2+\frac{\bar{r}^2}{16\bar{F}^2}(\cos\alpha-\cos\alpha_0)^2\right]d\bar{r}}{\int_0^1 f(\bar{r})\,\bar{r}\,d\bar{r}}+$$

$$+\frac{CN_{\text{щ}}^{\text{св}}}{D_{\text{р}}}\left[\int_0^1 f(\bar{r})\,\bar{r}\,d\bar{r}\right]^{-1}\sum_{k=1}^{m}\times$$

$$\times\left\{\frac{f_k\,\Delta\bar{N}_k^{\text{св}}\,\Delta\bar{P}_k}{\left(1+\frac{1}{16}\bar{r}_k^2\bar{F}^{-2}\right)^{\frac{1}{2}}}\left[(\sin\alpha_0-\sin\alpha)+\right.\right.$$

$$\left.\left.+\frac{\bar{r}\cos\varphi_k}{4\bar{F}}(\cos\alpha-\cos\alpha_0)\right]\right\}; \qquad (26.142)$$

б) когда начальные деформации щитов не учитываются при юстировке

$$(\xi_{\text{э}\Sigma}^{\text{св}})^2 = (\xi_{\text{э}}^{\text{св}})^2 + \left(\frac{\sigma N_{\text{щ}}^{\text{св}}}{D_{\text{р}}}\right)^2 \times$$

$$\times\left(\int_0^1 f(\bar{r})\,\bar{r}\,d\bar{r}\right)^{-1}\int_0^1 f(\bar{r})\,\bar{r}\times$$

$$\times\left(1+\frac{1}{16}\bar{r}^2\bar{F}^{-2}\right)^{-1}\left(2\sin^2\alpha+\right.$$

$$\left.+\frac{\bar{r}^2}{16\bar{F}^2}\cos^2\alpha\right)d\bar{r}+\frac{CN_{\text{щ}}^{\text{св}}}{D_{\text{р}}}\times$$

$$\times\left[\int_0^1 f(\bar{r})\,\bar{r}\,d\bar{r}\right]^{-1}\sum_{k=1}^{m}\times$$

$$\times\left[\frac{f_k\,\Delta\bar{N}_k^{\text{св}}\,\Delta\bar{P}_k}{\left(1+\frac{1}{16}\bar{r}_k^2\bar{F}^{-2}\right)^{\frac{1}{2}}}\left(-\sin\alpha+\right.\right.$$

$$\left.\left.+\frac{\bar{r}}{4\bar{F}}\cos\varphi_k\cos\alpha\right)\right]. \qquad (26.143)$$

При действии ветровой нагрузки

$$(\xi_{\text{э}\Sigma}^{\text{в}})^2 = (\xi_{\text{э}}^{\text{в}})^2 + \left(\frac{\sigma N_{\text{щ}}^{\text{в}}}{D_{\text{р}}}\right)^2\left[2\int_0^1 f(\bar{r})\,\bar{r}\times\right.$$

$$\left.\times d\bar{r}\right]^{-1}\sum_{k=1}^{m}\left[f_k\,\Delta\bar{P}_k\,(\bar{q}_k^{\text{в}})^2\times\right.$$

$$\left.\times\left(1+\frac{1}{16}\bar{r}_k^2\bar{F}^{-2}\right)^{-1}\right]+$$

$$+\frac{CN_{\text{щ}}^{\text{в}}}{D_{\text{р}}}\left[\int_0^1 f(\bar{r})\,\bar{r}\,d\bar{r}\right]^{-1}\sum_{k=1}^{m}\times$$

$$\times\left[\frac{f_k\,\Delta\bar{N}_k^{\text{в}}\,\Delta\bar{P}_k}{\left(1+\frac{1}{16}\bar{r}_k^2\bar{F}^{-2}\right)^{\frac{1}{2}}}\,\bar{q}_k^{\text{в}}\right], \qquad (26.144)$$

где $CN_{\text{щ}}$, $\sigma N_{\text{щ}}$ — среднеарифметическое и среднеквадратическое значения деформационных отклонений поверхности щита по нормали от теоретического профиля; $\bar{q}^{\text{в}}$ — нормированное давление ветра на поверхность зеркала.

Перемещения точек отражающей поверхности представляют собой движение исходной поверхности в пространстве как твердого тела и отклонения фактической поверхности от неискаженной при исключении из суммарных перемещений движения. Поскольку первые перемещения можно устранить соответствующим перемещением зеркала, **на эффективность антенны преимущественное влияние оказывает закон распределения деформаций (например, $\Phi^{\text{св}}$ и $\Phi^{\text{в}}$), а не их абсолютные величины.**

Этот вывод позволяет идти не по пути ограничения деформаций, а в направлении разработки **конструкций с заданным законом деформирования**, при котором форма поверхности остается неизменной, а происходит лишь ее гомологическое преобразование (например, от $z=ax^2$ к $z=a_1x^2$). Так снимается проблема весового деформационного предела и создаются предпосылки для оптимизации конструкций по эффективности.

26.6.5. Основы оптимизации конструктивного решения по эффективности работы антенны

Задача оптимизации по эффективности сводится к поиску такого конструктивного решения, когда деформации хотя и происходят без ограничения их по величне, но имеют гомологический характер.

Расчленяем задачу на две: поиск (вариационный анализ) осевой схемы, наиболее адаптированной к условиям оптимизации по принятым критериям, и оптимизация распределения жесткостей и некоторых других характеристик (синтез) при закрепленной осевой схеме.

Оптимизация конструкций главного зеркала антенного сооружения по эффективности может быть решена в определенной последовательности.

1. Выбор параметров системы

а) *Выходные (технологические)*: $D_р$, $\lambda_{мин}$, t, p.

б) *Состояния*: Γ_0 и S_0 — схемные и жесткостные характеристики; Q_{0k} и Δ_{0k} — узловые нагрузки и перемещения; m — число узловых точек каркаса, обладающих гомологическими свойствами.

в) *Управления*: Δi_0 — перенос системы отсчета (математическое ожидание перемещений); ΔF_i — коррекция положения фокуса (контррефлектора, облучателя); n_i — угловая коррекция программы наведения; $\Delta\Gamma$ и ΔS — коррекция схемы и жесткостей.

г) *Целевая функция*: $\eta_{а.э}=\eta_{а.э}(\Delta i_0, \Delta F_i, n_i, \Delta\Gamma, \Delta S)$ по (26.135) или $\xi_э^2=[\xi_э(\Delta i_0, \Delta F_i, n_i, \Delta\Gamma, \Delta S)]^2$ по (26.136).

2. Первый этап оптимизации

а) Формирование осевой схемы Γ_{0j} из условия наилучшей адаптации к фокусной компенсации (см. 26.7).

б) Формирование жесткостей S_{0j} на закрепленной схеме $\Gamma_{0j}=\text{const}$ из условия минимального объема материала

$$\sum_j (l_{0j} S_{0j}) = \text{мин}. \qquad (26.145)$$

в) Определение предельных ограничений условия (26.106), соответствующих выходным параметрам $D_р$, $\lambda_{мин}$, t;

$$\left.\begin{aligned}&(\eta_{а.э})_{пр} = (1-0{,}01t)(\eta_{а.н}\cdot\eta_т)^{-1};\\&(\xi_э)^2_{пр} = -\left(4\pi\bar{D}_р\right)^{-2}\ln\left(2-\eta_т-\right.\\&\left.-0{,}01t\right)-\xi^2_{н\Sigma},\end{aligned}\right\} \qquad (26.146)$$

где $\xi_{н\Sigma}$, $\eta_{ан}$ и $\eta_т$ — оцениваются соответственно принятой схеме (Γ_{0j}). Формулы (26.146) справедливы для случая, когда суммарные потери от начальных искажений ($\eta_{а.н}$) и от рассеяния мощности ($\eta_т$) меньше общих планируемых потерь ($1-0{,}01t$).

3. Второй этап оптимизации

а) Определение $(\Delta i_0)_{оптим}$, $(\Delta F_i)_{оптим}$ и $(n_i)_{оптим}$, характеризующих коррекцию положения фокуса i_0, F_i и программы наведения α, β при $\Gamma_{0j}=\text{const}$ и $S_{0j}=\text{const}$ из условия

$$\eta_{а.э}(\Delta i_0, \Delta F_i, n_i) = \text{макс}$$

или

$$[\xi_э(\Delta i_0, \Delta F_i, n_i)]^2 = \text{мин}, \qquad (26.147)$$

где принято в качестве Δi_0: параметры переноса Δx_0, Δy_0, Δz_0 и поворота γ_{0x}, γ_{0y} параболоида-компенсатора в исходной системе координат неискаженного параболоида; ΔF_i: а) линейные ΔF_x, ΔF_y, ΔF_z, корректирующие смещения фокуса (контррефлектора, облучателя); б) изменение ∂F_z фокусного расстояния; n_i — направляющие косинусы n_x и n_y фокальной оси параболоида-компенсатора.

В случае весовых деформаций — плоская задача ($\Delta x_0=\gamma_{0y}=\Delta F_x=n_x=0$). Причем из семи параметров компенсации однозеркального параболоида независимыми являются только три ($\Delta F_y=\Delta y_0+Fn_y$; $\gamma_{0x}=n_y$; $\Delta F_z=\Delta z_0+\partial F_z$). Компенсация по схеме однозеркального параболоида может быть применена и у двухзеркального параболоида при условии рассмотрения системы «облучатель — контррефлектор» как некоторого виртуального излучателя. Такой тип компенсации требует обеспечения соосности параболоида-компенсатора с контррефлектором и облучателем, откуда получаются дополнительные условия для определения необходимых при этом лишних параметров коррекции, включая угловые смещения.

б) Установление необходимости в следующем этапе путем анализа выполнения предельного условия

$$\left.\begin{aligned}&\eta_{а.э}(\Delta i_{0i}, \Delta F_{ii}, n_{ii}) \geqslant (\eta_{а.э})_{пр};\\&[\xi_э(\Delta i_{01}, \Delta F_{i1}, n_{i1})]^2 \leqslant \left(\xi_э\right)^2_{пр},\end{aligned}\right\} \qquad (26.148)$$

где Δi_{01}, ΔF_{i1}, n_{i1} — найденные из п. 3«а» оптимальные значения.

4. **Третий этап оптимизации** производится в случае невыполнения условий (26.148).

а) Определение истинных (остаточных после второго этапа) искажений поверхности:

радиальные

$$\bar{\delta}R_k = \Delta\bar{R}_k + \Delta\bar{y}_{01}\cos\varphi_k - \gamma_{0x1}\bar{z}_k\frac{1}{2}\cos\varphi_k; \qquad (26.149)$$

аксиальные

$$\bar{\delta}A_k = \Delta\bar{A}_k + \Delta\bar{z}_{01} + \frac{1}{2}\gamma_{0x1}\bar{r}_k\cos\varphi_k - \frac{1}{2}\bar{z}_k\,\delta\bar{F}_{z1}. \qquad (26.150)$$

б) Определение $(S_j)_{оптим}$, характеризующих коррекцию жесткостей S_{0j} при $\Gamma_{0j}=\text{const}$, $\Delta i_{01}=\text{const}$, $\Delta F_{i1}=\text{const}$ и $n_{i1}=\text{const}$, из условия

$$\eta_{а.э}(\Delta S_j) = \text{макс или } [\xi_э(\Delta S_j)]^2 = \text{мин}, \qquad (26.151)$$

где $\eta_{а.э}$ и $\xi_э$ — вычисляются по (26.135) и (26.136) при подстановке в них вместо $\Delta\bar{A}_k$ и $\Delta\bar{R}_k$ соответствующих значений $\delta\bar{A}_k$ и $\delta\bar{R}_k$ по (26.149) и (26.150) при ограничениях:

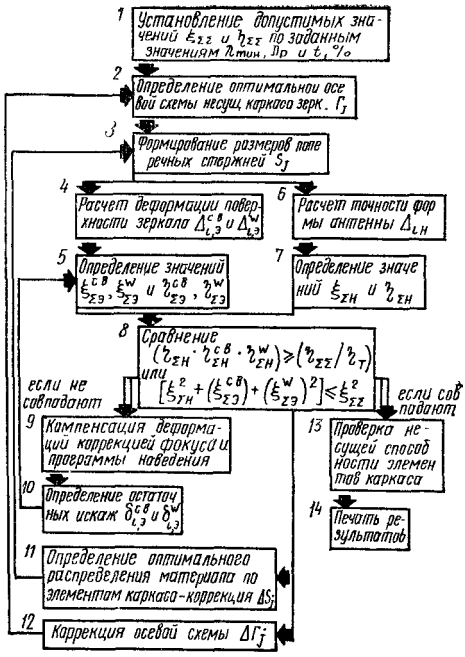


Рис. 26.49. Блок-схема поиска оптимального конструктивного решения зеркальной антенны

по дополнительному объему

$$\Sigma_j(\Delta S_j\, l_j) = \text{мин}; \qquad (26.152)$$

по уровню коррекции

$$|\Delta S_j/S_{0j}| \leqslant |\Delta S/S|_{\text{пр}}. \qquad (26.153)$$

Возможным решением задачи этого этапа является предложенное Л. Г. Дмитриевым представление ΔS_j как постановку «дополнительных» стержней этой жесткости, что в отличие от прямого разрезания варьируемых по жесткости стержней позволяет не контролировать исследуемые стержни по степени их необходимости в системе.

в) Установление необходимости в четвертом этапе путем анализа выполнения предельного условия

$$\eta_{а.э}(\Delta S_{j1}) \geqslant (\eta_{а.э})_{\text{пр}}$$

или

$$[\xi_э(\Delta S_{j1})]^2 \leqslant (\xi_э)^2_{\text{пр}}, \qquad (26.154)$$

где ΔS_{j1} — найденные из п. 4 «б» оптимальные значения.

5. **Четвертый этап оптимизации** производится в случае невыполнения условия (26.154).

а) Коррекция осевой схемы $\Delta\Gamma_j$ и новое формирование жесткостей S_{1j} соответственно п. 2 «б».

б) Последовательное осуществление всех описанных выше этапов, начиная со второго, до удовлетворения предельных условий.

На рис. 26.49 приведена блок-схема последовательности процесса оптимизации.

26.6.6. Графики и приближенные решения

Снижение эффективной поверхности. Оценку $\eta_{а.э}$ в функции от произведения $(\xi_э\overline{D}_p)$ и $\overline{F}$ можно выполнить по графикам на рис. 26.50, а количественное прогнозирование предельно достижимых диаметров

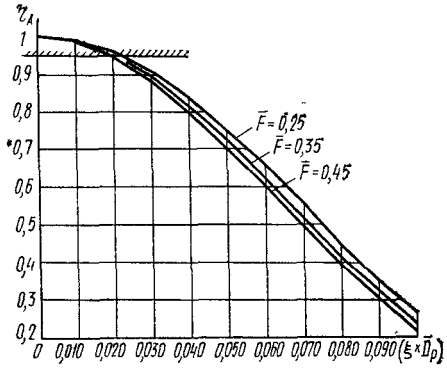


Рис. 26.50. Зависимость коэффициента η_A эффективности от произведения относительного среднеквадратического искажения на относительный диаметр раскрыва $\overline{\xi D}_p$ и относительного фокуса $\overline{F}$

зеркал, минимальных длин волн и требуемых значений $\xi_э$, в зависимости от заданного уровня снижения эффективности t — по графикам на рис. 26.51.

Изменчивость $\eta_{а.э}$ в зависимости от углов α и α_0 может быть оценена при некоторых характерных значениях $(\xi_э\overline{D}_p)$ по графикам на рис. 26.48.

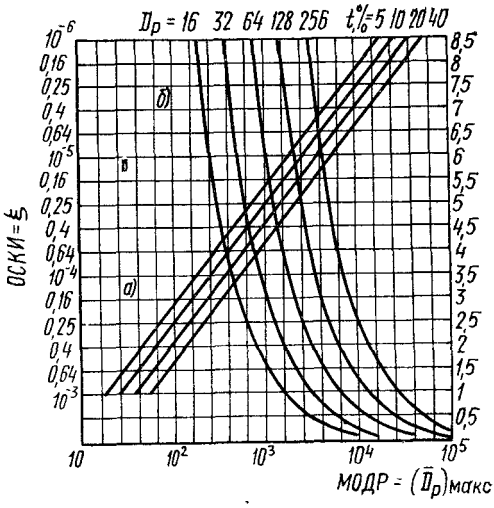


Рис. 26.51. Зависимость минимальной длины волны $\lambda_{мин}$ от диаметра D_p и искажений ξ антенны при заданном уровне t, %, потерь в КИП
а — $\xi(\overline{D}_p, t)$; б — $\lambda(D_p, \overline{D}_p)$

Начальные искажения. Численные значения α_i и k_i при определении $\xi_{н\Sigma}$ должны приниматься по заводским данным; если их нет, следует пользоваться данными РТМ 23-61 либо осредненными значениями этих коэффициентов[1]: $\alpha_i = 0{,}2...0{,}3$; $k_i = 1...1{,}4$. Причем k_i следует принимать при более жестких допусках ближе к верхнему пределу, а α_i — отрицательным для охватывающих размеров.

Для замыкающего звена можно принимать $\alpha_\Sigma = 0$, если $\alpha_i = 0$ или если число звеньев с однородными по величине, но различными по закону распределения допусками, не менее 5. Когда $k_i = 1$, можно принимать $k_\Sigma = 1$.

Распределения смещения $\Delta_з$ в зазоре («половина биения») может подчиняться различным законам Наиболее реальны распределения по Гауссу, где $\alpha_1 = 0{,}47$ и $k_1 = 1{,}21$, и равной вероятности, где $\alpha_1 = 0$, а $k_1 = 1{,}73$.

В качестве первого приближения к специальной системе допусков можно исходя из симметрии полей допусков относительно номинала ($MX = 0$) пользоваться следующими зависимостями.

Линейное отклонение, мм:

для $L \leqslant 10$ м $\Delta L_н = 0{,}032 \cdot 1{,}6^{\nu-1} \times$

$$\times \left(0{,}45\sqrt{L} + 0{,}001L\right); \quad (26.155)$$

для $L > 10$ м $\Delta L_н = 0{,}032 \cdot 1{,}6^{\nu-1} \times$

$$\times \left(0{,}45 \cdot \sqrt[3]{L} + 0{,}1L\right). \quad (26.156)$$

Отклонение в зазоре, мм:

для болтов

$$d_б = 16...18 \text{ мм } \Delta_з = 1{,}7^{\nu-1} \cdot 0{,}55; \quad (26.157)$$

для болтов

$$d_б = 20...30 \text{ мм } \Delta_з = 1{,}6^{\nu-1} \quad (26.158)$$

[1] Мягков В. Д. Допуски и посадки. Л., Машгиз, 1957.

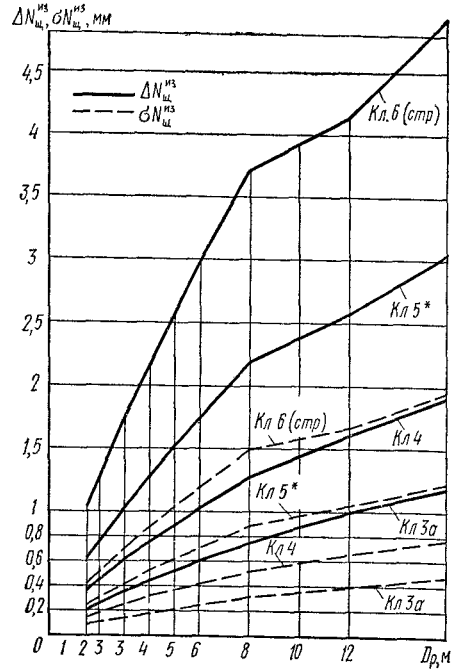


Рис. 26.52. Зависимость максимального $\Delta N_щ^{из}$ и среднеквадратического $\sigma N_щ^{из}$ значений начальной погрешности формы щита отражающей поверхности от его размеров $L_щ$ и класса точности изготовления

Отклонение $\Delta N_щ^{из}$, мм, по нормали фактической формы щита отражающей поверхности, выполненного в виде жесткой конструкции с обшивкой двоякой кривизны, подкрепленной ребрами:

для $1{,}5 \leqslant L_щ \leqslant 10$ м $\Delta N_щ^{из} = 0{,}032 \cdot 1{,}7^{\nu-1} \times$

$$\times \left[5{,}15\sqrt[3]{\left(\frac{L_щ}{1500}\right)^2} + 1{,}5\left(\frac{L_щ}{1500}\right)\right]; \quad (26.159)$$

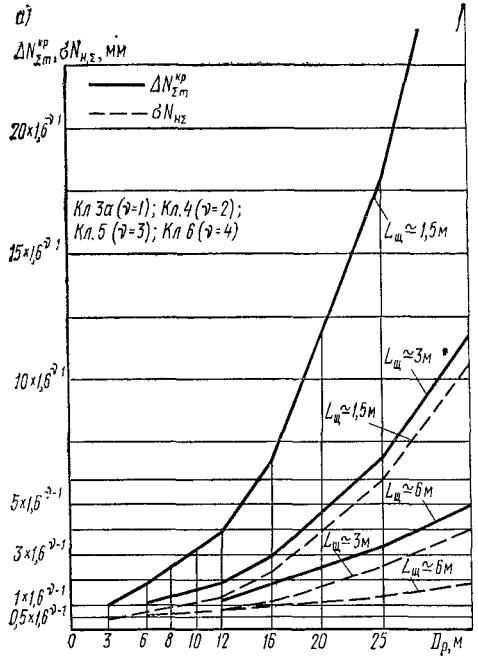
Таблица 26.14. Предельные диаметры зеркал для сборки без юстировки при потерях в эффективности $t \leqslant 10\%$

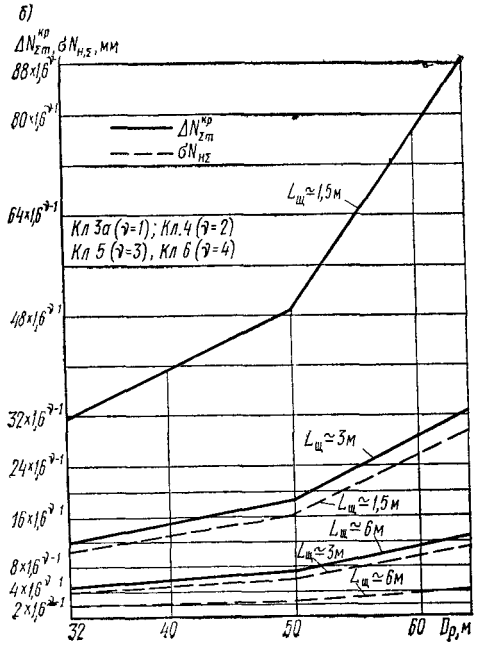
Сборка без юстировки из рассыпных элементов

Минимальная длина волны $\lambda_{мин}$, см	3	5		10			20			
Диаметр $(D_р)_{пр}$, м	16	20	16	28	22	16	50	32	25	18
Класс ν	1	1	2	1	2	3	1	2	3	4

Сборка без юстировки из блоков

Минимальная длина волны $\lambda_{мин}$, см	1,5	3		5			10			20				10
Диаметр $(D_р)_{пр}$, м	12	25	16	32	25	16	56	40	28	100	64	45	32	18
Класс ν	1	1	2	1	2	3	1	2	3	1	2	3	4	4





$$\text{для } L_щ > 10 \text{ м } \Delta N^{нз}_щ = 0{,}032\cdot 1{,}6^{\nu-1}\times$$

$$\times\left[5{,}15\sqrt[3]{\left(\frac{L_щ}{1500}\right)^2}+3{,}87\sqrt{\frac{L_щ}{1500}}\right]. \qquad (26.160)$$

Для наиболее распространенных клепаных алюминиевых щитов (при достигнутом уровне точности их изготовления $\nu=3$) отклонения $\Delta N^{нз}_щ$ и $\sigma N^{из}_щ$ могут быть определены по графикам рис. 26.52.

Графики на рис. 26.53 и рис. 26.54 позволяют делать количественное прогнозирование начальных отклонений ($\Delta N_{н\Sigma}$ и $\sigma N_{н\Sigma}$) собственно каркаса зеркала и результирующих искажений отражающей поверхности для: а) сборки зеркала без юстировки из рассыпных элементов (рис. 26.53); б) сборки зеркала без юстировки из блоков (рис. 26.54).

Представление о предельных диаметрах зеркал и минимальных длинах волн, соответствующих этим случаям ($\eta_{а.н} \geqslant 0{,}9$), можно получить из табл. 26.14.

Графики на рис. 26.55 и рис. 26.56 позволяют количественно прогнозировать начальные отклонения $\Delta N_{н\Sigma}$ и $\sigma N_{н\Sigma}$ отражающей поверхности, для случаев когда ошибки, накапливаемые при изготовлении и монтаже конструкций, компенсируются при сборке юстировкой: а) с помощью вращающегося жесткого консольного шаблона (флаг-шаблона) (рис. 26.55); б) оптико-геодезическими способами (рис. 26.56).

Эксплуатационные (деформационные) искажения. Приближенную оценку нижнего

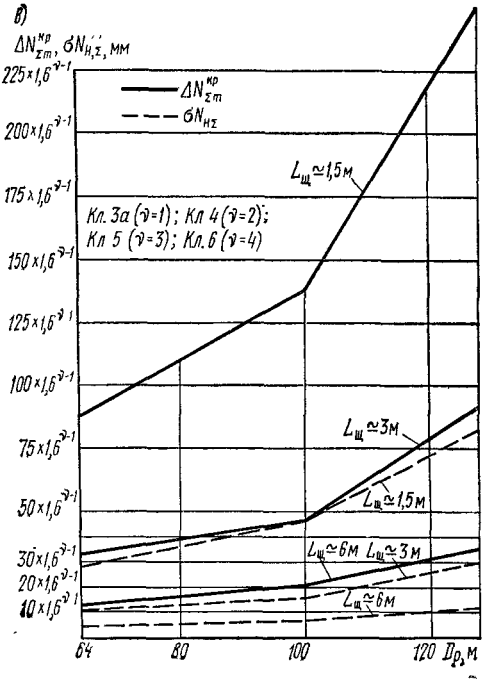
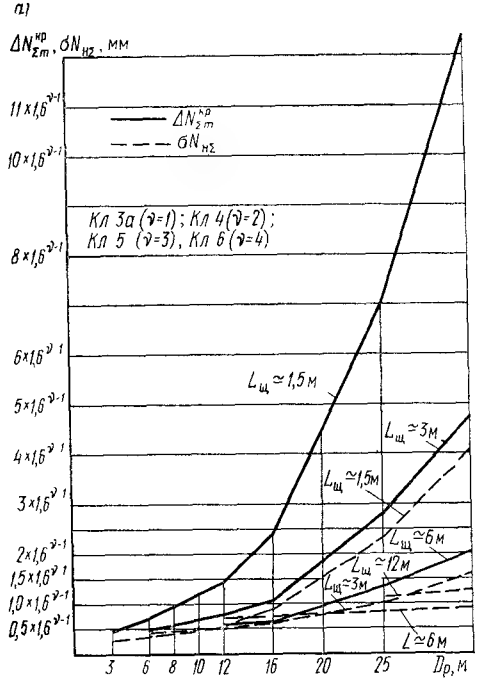
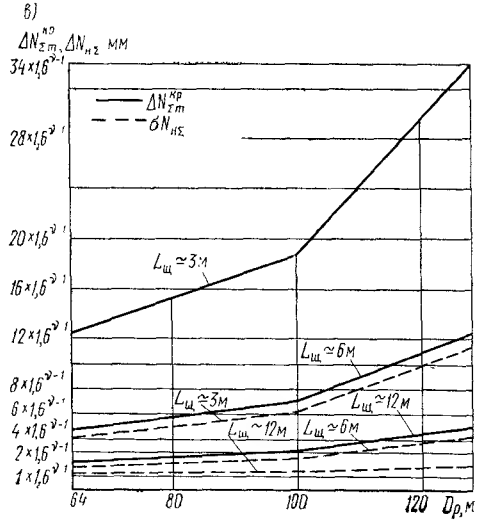


Рис. 26.53. Зависимость начальных отклонений каркаса $\Delta N^{кр}_{\Sigma m}$ и отражающей поверхности $\sigma N_{н\Sigma}$ от диаметра $D_р$ зеркала класса ν точности при сборке зеркала без юстировки из рассыпных элементов

а — $D_р = 3 \ldots 32$ м, *б* — $D_р = 32 \ldots 64$ м; *в* — $D_р = 64 \ldots 128$ м





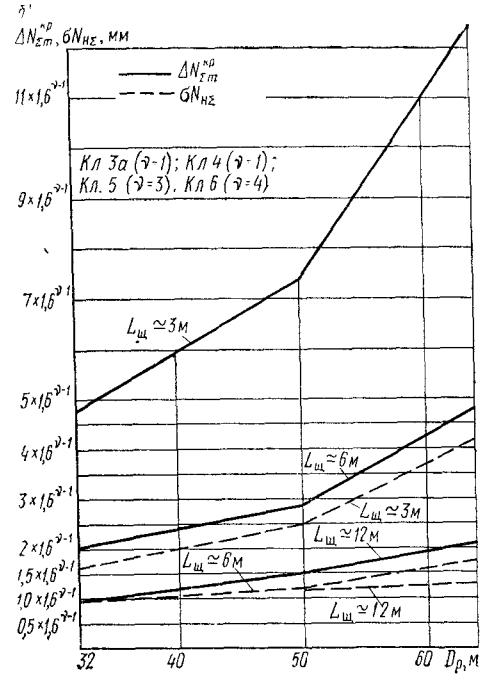


Рис. 26.54. Зависимости начальных отклонений каркаса $\Delta N_{\Sigma m}^{кр}$ и отражающей поверхности $\sigma N_{н\Sigma}$ от диаметра $D_р$ зеркала и класса ν точности при сборке зеркала без юстировки из блоков *а* — $D_р$=3... 32 м; *б* — $D_р$=32... 64 м; *в* — $D_р$ = =64... 128 м

деформационного предела весовых деформаций $[(\Delta N_{макс}^{св})_{мин} \geqslant мин \Delta N_э^{св}]$, соответствующего некоторому отработанному образцу конструкции с подвеской зеркала «башенного» типа, которая обладает оптимальными геометрическими соотношениями, можно производить по графику рис. 26.57, *1*. График на рис. 26.57, 2 позволяет прогнозировать долю ветровой нагрузки относительно весовой ($k_g^{15} = Q^в/Q^{св}$) и с учетом k_g^{15} соответствующие ветровые деформации по рис. 26.57, *1* для скорости ветра $v = 15$ м/с. При других скоростях следует пользоваться переходным коэффициентом $(v/15)^2$.

Зависимости между максимальными и среднеквадратичными значениями весовых деформаций приближенно описываются выражениями:

$$\left.\begin{aligned} (\xi_э^{св})^{см} &= (\Delta N_{макс}^{св})^{см} (3D_р)^{-1}; \\ (\xi_э^{св})^{ксм} &= (\Delta N_{макс}^{св})^{ксм} (4D_р)^{-1} \end{aligned}\right\} \quad (26.161)$$

или при использовании графика на рис. 26.57, *1*

$$\left.\begin{aligned} (\xi_э^{св})^{см} &= (\sin\alpha - \sin\alpha_0) \times \\ &\times (мин\ \Delta N_э^{св})(15D_р)^{-1}; \\ (\xi_э^{св})^{ксм} &= (\cos\alpha - \cos\alpha_0) \times \\ &\times (мин\ \Delta N_э^{св})(3{,}75D_р)^{-1}, \end{aligned}\right\} \quad (26.162)$$

причем $(\Delta N_{макс}^{св})_{\alpha=0°}^{ксм} \approx 5(\Delta N_{макс}^{св})_{\alpha=90°}^{см}$.

Ввиду того что расхождение численных значений $Ф^{св}$ и $Ф^в$ не превышает 15%, оценивать ветровые деформации приближенно можно также по формулам (26.161) и (26.162) при введении туда коэффициента $k_g^V = k_g^{15}(V_{н.э}^в/15)^2$. Нормативную эксплуатационную нагрузку от ветра $V_{н.э}^в$ в зависимости от заданного уровня *p*, %, обеспеченности работы антенного сооружения по

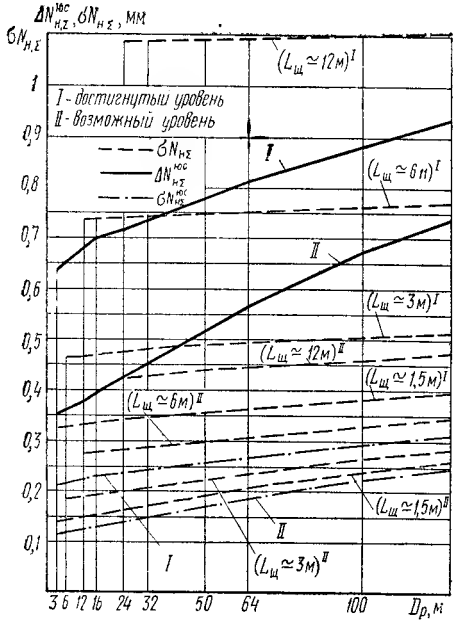


Рис. 26.55. Зависимости погрешностей юстировки $\Delta N^{юс}_{нΣ}$ $\sigma N^{юс}_{нΣ}$ и отражающей поверхности $\sigma N_{нΣ}$ от диаметра $D_р$ зеркала и размера щита $L_щ$ при компенсации ошибок, накапливаемых при изготовлении и монтаже, в момент сборки зеркала путем юстировки с помощью флаг-шаблона

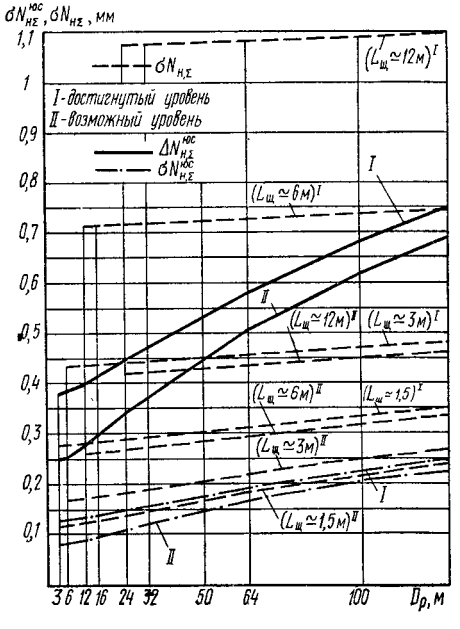


Рис. 26.56. Зависимости погрешностей юстировки $\Delta N^{юс}_{нΣ}$, $\sigma N^{юс}_{нΣ}$ и отражающей поверхности $\sigma N_{нΣ}$ от диаметра $D_р$ зеркала и размера щита $L_щ$ при компенсации ошибок, накапливаемых при изготовлении и монтаже в момент сборки зеркала юстировкой его оптико-геодезическим способом

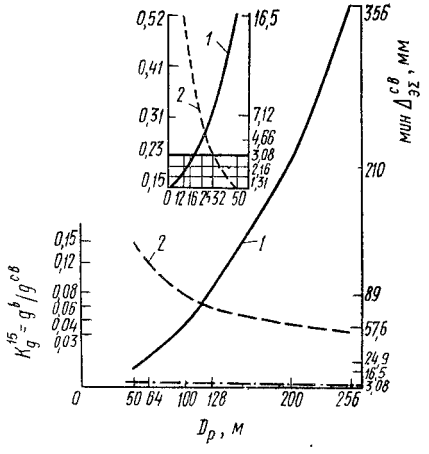


Рис. 26.57. Зависимости нижнего деформационного предела мин $\Delta^{с.в}_{эΣ}$ и доли ветровой $V=15$ м/с нагрузки K^{15}_g от диаметра $D_р$ зеркала

1 — мин $\Delta^{с.в.}_{Σэ}$; *2* — K^{15}_g

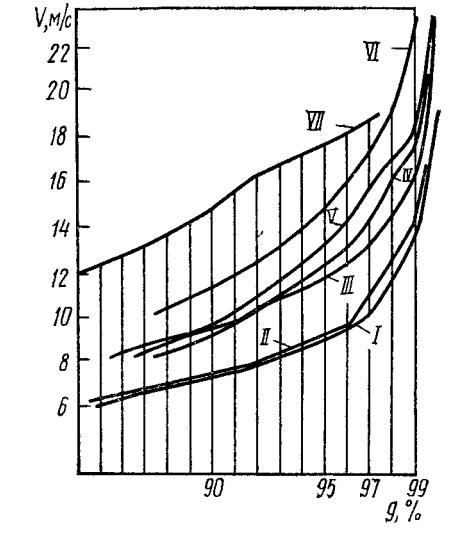


Рис. 26.58. Зависимости скорости ветра V на высоте 10 м над уровнем земли от ветрового района (*I—VII*) по СНиП и уровня обеспеченности работы по времени g, %

времени можно определять по графикам на рис. 26.58.

Относительная гибкость обшивки жесткого щита поверхности позволяет рассматривать его как дискретную систему из упругих перекрестных балок со следующими зависимостями

$$cN_щ \approx 0,64\,(\Delta N_щ)_{макс};$$
$$\sigma N_щ \approx 0,7\,(\Delta N_щ)_{макс}. \qquad (26.163)$$

26.7. РЕШЕНИЯ КОНСТРУКЦИИ ЗЕРКАЛЬНЫХ АНТЕНН

Зеркальные антенные сооружения (рис. 26.59) состоят из: 1) зеркальной системы — *1*; 2) опорно-поворотного устройства — *2*; 3) строительной части, включающей фундаменты и различные помещения — *3*, а также приемо-передающих устройств, электроприводов, системы управления и т. п. (общая классификация дана в 26.5.2).

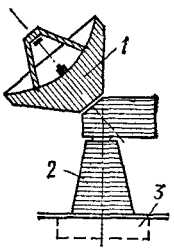


Рис. 26.59. Состав зеркального антенного сооружения

1 — зеркальная система; *2* — опорно-поворотное устройство; *3* — строительная часть

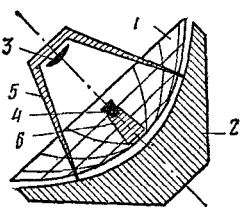


Рис. 26.60. Состав зеркальной системы

1 — отражающая поверхность; *2* — несущий каркас; *3* — контррефлектор; *4* — облучатель; *5* — опора (контррефлектора); *6* — стрела (для облучателя)

Основная доля потерь в эффективной поверхности приходится на главное зеркало, которое в то же время доминирует по сложности решения, габаритам и весу.

Зеркало подразделяется на отражающую поверхность *1* (рис. 26.60) и несущий каркас *2*.

Вторичными элементами системы является совокупность: контррефлектор *3* с опорой для его поддержания в зоне фокуса *5* и облучатель *4* со стрелой (кабиной) для поддержания облучателя при его вынесении из зоны фокуса главного зеркала.

26.7.1. Выбор конструктивного решения

В качестве классификационного признака при выявлении пределов качественного изменения конструктивного решения и выбора системы введено понятие о МОДР — максимальном относительном диаметре раскрыва $\overline{D}_р$, которого можно достигнуть при известном суммарном искажении ξ_Σ и заданном уровне потерь t, %, в эффективной поверхности

$$\text{МОДР} = \text{оптим}\,\overline{D}_р = \left(4\pi\xi_\Sigma\right)^{-1} \times \times \sqrt{-\ln\left(1-0{,}01t\%\right)}. \quad (26.164)$$

Существуют три характерные системы конструктивного решения зеркальных антенн, адекватных по уровню эффективности: конструктивно-совмещенная, конструктивно-автономная и конструктивно-автономная с заданным законом деформирования (рис. 26.61).

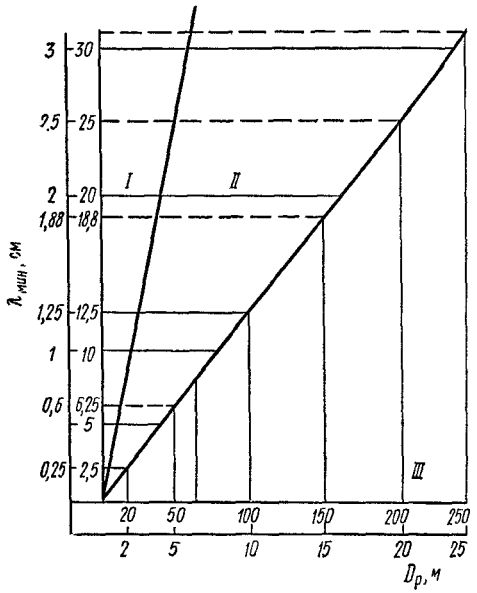


Рис. 26.61. Классификация систем конструктивного решения зеркальных антенн по $\lambda_{мин}$ и $D_р$

I — конструктивно-совмещенные (МОДР$\leqslant$200; $\xi_{э\Sigma} \geqslant 10^{-4}$); *II* — конструктивно-автономные (200<МОДР$\leqslant$800; $0{,}25\cdot10^{-4} \leqslant \xi_{э\Sigma} < 10^{-4}$); *III* — с заданным законом деформирования (МОДР>>800; $\xi<0{,}25\cdot10^{-4}$

Для конструктивно-совмещенной системы (МОДР$\leqslant$200 или $10^{-4}\leqslant\xi_{\Sigma э}$) характерно совмещение отражающей поверхности с несущим каркасом зеркала и включение ее элементов в работу последнего. Этим достигается выигрыш в несущей способности, но из-за ужесточения требований к точности изготовления и сборки несущих конструкций каркаса до уровня требований к точности поверхности, усложняется процесс производства. Обязательным для этой системы является аутентичность материалов поверхности и каркаса по температурному расширению.

Такую систему целесообразно применять для сравнительно небольших антенн дециметрового диапазона ($D_р\leqslant$40... 100 м) и антенн любого размера метрового диапазона радиоволн. Их конструкции могут

быть выполнены очень легкими и дешевыми, поскольку не требуют специализированных заводов-изготовителей.

В такой же системе решаются малые зеркала ($D_р \leqslant 10$ м), контррефлекторы сантиметровых волн. Из-за требуемой высокой точности формы изготовление их должно осуществляться исключительно на специализированных заводах.

Конструктивно-автономная система целесообразна в случае $200 < МОДР \leqslant 800$ или $0{,}25 \cdot 10^{-4} \leqslant \xi_{э\Sigma} \leqslant 10^{-4}$. Для нее характерно выделение отражающей поверхности в автономную конструкцию, выполненную в виде отдельных элементов, регулируемых относительно каркаса зеркала. Каркас изготовляют на заводах металлоконструкций по допускам, регламентируемым СНиП, а возникающие погрешности компенсируются при сборке и юстировке поверхности вследствие изменения зазора между элементами поверхности и несущим каркасом. Элементы поверхности должны изготовляться на специализированных заводах с помощью плазшаблонных методов и высокоточной оснастки.

Допускается выполнение элементов поверхности и несущего каркаса из материалов, имеющих различные характеристики по модулю и температурному расширению.

Конструктивно-автономная система с заданным законом деформирования применяется тогда, когда выполнение заданных требований по деформативности и $\overline{D}_р$ ($МОДР > 800$ или $\xi_{э\Sigma} < 0{,}25 \cdot 10^{-4}$) уже не может быть обеспечено традиционными конструктивными способами. Она представляет собой такую взаимосвязанную определенным образом совокупность функционально различных конструкций, при которой деформации хотя и происходят без ограничения их по максимуму, но по заданному закону без возникновения искажений формы и положения элементов зеркальной системы. Система допускает применение в автономных группах конструкций различных материалов, но требует большего расхода металла по сравнению с первыми двумя. Выбор схемы и распределение материала производится из условия обеспечения заданного закона деформирования, что представляет собой решение задачи оптимизации конструкций по эффективности.

26.7.2. Принципы рационального конструирования

I принцип. Когда определяющим предельным состоянием конструкций является состояние по уровню их эффективного использования (см. 26.6.1), наилучшее решение заключается в создании систем, способных приспосабливаться к воздействиям в процессе эксплуатации таким образом, чтобы возникающее при изменении напряженного состояния деформирование конструкций не приводило бы к снижению эффективности, в частности, эффективной поверхности (принцип адаптации к воздействиям).

Развитие конструктивных способов, реализующих этот принцип, пошло в направлении компенсации искажений формы антенны в процессе их появления без ограничения деформаций.

Одним из эффективных способов этого направления является «фокусная компенсация». В этом случае подбором закономерностей построения структуры и распределением жесткостей несущего каркаса добиваются того, чтобы деформированная поверхность оставалась заданной, например параболоидной, но имеющей другое фокусное расстояние и по-иному ориентированной в пространстве при соответствующей принудительной коррекции положения облучателя и контррефлектора. Эффективность антенны остается в этом случае стабильной в течение всего периода эксплуатации.

II принцип. Если поиск конструктивных решений, способных приспосабливаться к воздействиям, ведется в направлении создания конструкций с заданным законом деформирования (например, в случае фокусной компенсации), то наибольший эффект может быть получен только при реализации принципа разделения функций путем образования сооружения (зеркальной системы) как совокупности взаимосвязанных, но функционально различных систем (принцип разделения функций).

Основной способ реализации этого принципа заключается в создании автономных систем во всех тех звеньях, где функции совмещены: формирования энергии и восприятия воздействий, восприятия воздействий и обеспечения заданного закона деформирования, восприятия распределенных усилий от элементов поверхности и местных возмущений от сосредоточенных усилий в зоне опирания на поворотное устройство, обеспечения заданного закона деформирования от различных компонент воздействий и т. п.

III принцип. Эффект от реализации принципа разделения функций будет значителен только тогда, когда осуществление этих функций со стороны системы или элемента конструкций в достаточной мере локализовано, т. е. не оказывает существенного влияния на функционирование других систем и элементов (принцип локализации возмущений).

Реализуется этот принцип только выбором соответствующих структур систем с выделением элементов требуемой степени локализации и организацией необходимых узлов их соединений.

IV принцип. Когда конструкция решена в виде совокупности нескольких функционально различных систем, увеличивающих в общем случае объем и габариты сооружения, чтобы улучшить компактность сооружения, следует размещать эти системы в одном пространственном объеме (принцип пространственной совместности).

Необходимым и достаточным условием для реализации этого принципа является применение конструкций с высокой степенью дискретности, например, стержневых.

26.7.3. Методика определения исходных данных для разработки компоновочно-конструктивной схемы

Существуют две основные формулировки задачи проектирования антенны с заданным уровнем эффективной поверхности:

разработать конструкцию данного размера $D_р$ с заданными значениями $\lambda_{мин}$ и t, %;

разработать конструкцию возможно большего размера $D_р$ с заданными значениями $\lambda_{мин}$ и t, %

Последовательность определения исходных данных для разработки компоновочно-конструктивной схемы применительно к обеим задачам следующая.

Первый этап. Устанавливается допустимый предел суммарного ОСКИ — $(\xi_\Sigma)_{пр}$.

При решении первой задачи он устанавливается однозначно либо по формуле

$$(\xi_\Sigma)_{пр} = -\left(4\pi\overline{D}_р\right)^{-2} \ln\left(2 - \eta_т - 0{,}01t\right), \tag{26.165}$$

либо с помощью графиков (см. рис. 26.50) и заданными

$$\eta_A = (2 - \eta_т - 0{,}01t) \text{ и } D_р.$$

При решении второй задачи вначале по $\lambda_{мин}$ (см. рис. 26.51, *б*) для некоторого ряда возможных дискретных значений $D_р$ выявляются соответствующие значения МОДР—ОПТИМ $\overline{D}_р$, на основании которых далее (по рис. 26.51, *а*) устанавливается согласованный с $D_р$ и $\lambda_{мин}$ ряд возможных предельных значений $(\xi_\Sigma)_{пр}$.

Второй этап. Выполняется количественное прогнозирование начального ОСКИ — $\xi_{н\Sigma}$.

Прогнозирование производится в соответствии с принятым значением $D_р$ с учетом способа и типа юстировки, класса точности изготовления, схемы разбивки поверхности на элементы и т. п. С помощью формулы (26.118) и графиков (см. рис. 26.50, 26.53—26.56) выявляются возможные вариации $\xi_{н\Sigma}$.

Третий этап. Устанавливаются соответственно найденным вариациям $\xi_{н\Sigma}$ возможные вариации предельного эксплуатационного ОСКИ — $(\xi_э)_{пр}$ по формуле (26.146) и по ним оцениваются возможные (см. 26.7.1) системы конструктивного решения.

Четвертый этап. Осуществляется анализ вариантов систем с точки зрения возможностей промышленности, практики антенного строительства и экономических соображений и производится выбор системы конструктивного решения, системы обеспечения начальной точности и схемы разбивки поверхности на элементы.

Пятый этап. В пределах установок предыдущего этапа ставится задача на разработку компоновочно-конструктивной схемы зеркальной системы, сообразуясь с принципами рационального конструирования (см. п. 26.7.2).

26.7.4. Отражающая поверхность

Сквозную поверхность следует применять, когда требуемое $\xi_\Sigma > 10^{-4}$, при работе на длинах волн на порядок больше размеров ячейки.

Сквозная поверхность изготовляется из сеток или перфорированных листов.

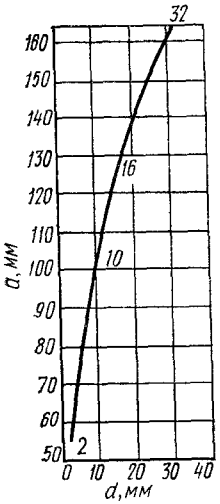


Рис. 26.62. Зависимость диаметра перемычки d сетчатых поверхностей от размера ячейки a

У сетчатых поверхностей размер ячейки a связан с λ соотношением $a = (0{,}05...0{,}1)\lambda$, а зависимость между a и диаметром перемычки $d_п$ может быть принята по рис. 26.62 Изменение массы и парусности определяется уравнениями:

$$k^{св} = 6{,}9\,(2a - d_п)\,\frac{d_п^2}{a^2};$$

$$k^{пар} = 13{,}8\left(2 - \frac{d_п}{a}\right)\frac{d_п}{a}. \tag{26.166}$$

Для образования сетчатых поверхностей требуется специальный формирующий каркас. Максимальное относительное отклонение от теоретической поверхности может быть определено по формуле

$$\overline{\Delta}N = 0{,}5\left[\frac{1}{32}\left(\overline{r}_i - \overline{r}_{i-1}\right)^2 \cos\alpha_i + \right.$$
$$\left. + \overline{r}_i\left(1 - \cos\frac{1}{2}\beta_i\right)\sin\alpha_i\right], \tag{26.167}$$

где обозначения показаны на рис. 26.63.

Для сетчатых поверхностей $\lambda \geqslant 20$ см.

Примеры образования сетчатых поверхностей показаны на рис. 26.64.

Перфорированные поверхности могут быть использованы на более коротких волнах. Выигрыш, достигаемый при их применении, по весу и парусности меньше, чем у сеток. Их целесообразно применять в периферийных зонах сплошных поверхностей для снижения давления ветра в этой зоне

и уменьшения опасности появления автоколебаний от срыва вихрей с краев зеркала.

Для перфорированных поверхностей $\lambda \geqslant 10$ см.

Сплошная поверхность отвечает требованиям перспективного развития, обеспечивает работу на волнах вплоть до миллиметрового и субмиллиметрового диапазонов, но по сравнению со сквозной имеет больший вес и обусловливает бо́льшую ветровую нагрузку.

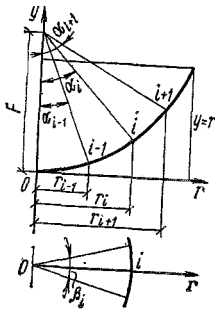


Рис. 26.63. Условные обозначения для сетчатой поверхности

При конструктивно-совмещенной системе листы поверхности, предварительно выштампованные по заданному профилю, жестко закрепляются к элементам несущего каркаса зеркала, выстилающим ложе поверхности.

Существуют две реализации конструктивно автономных систем: с гибкими и жесткими элементами поверхности.

В первом случае формирование элементов поверхности производится на месте монтажа в процессе юстировки. Каждый элемент, выполненный из относительно толстого алюминиевого листа, с помощью большего числа винтовых домкратиков, расположенных по его контуру, изгибается до нужной формы, контролируемой по шаблону.

Для второго случая характерно выполнение каждого элемента жестким в виде высечки из параболоида вращения. Формируется поверхность на заводе-изготовителе штамповкой либо механической обработкой.

Жесткость щиту придает система ребер, образованных с тыльной стороны рабочей поверхности (рис. 26.65).

Жесткие щиты поверхности выполняются различной структуры, например типа «сэндвич»; наибольшее признание получили клепаные щиты из алюминиевых сплавов.

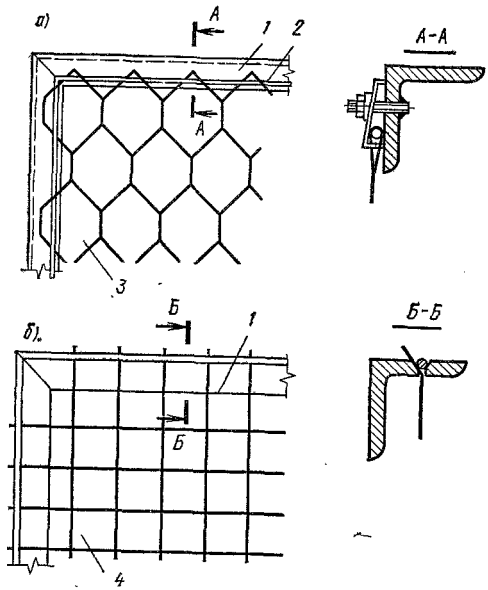
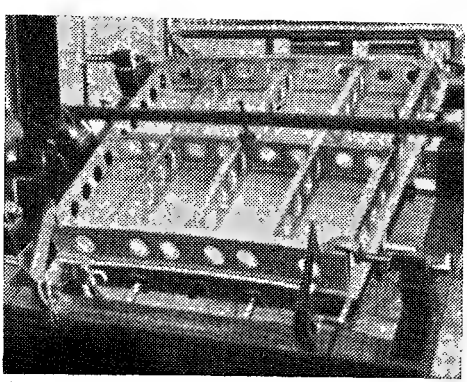


Рис. 26.64. Примеры образования сетчатых поверхностей

а — из товарной сетки; *б* — из отдельных проволок; *1* — формирующий каркас; *2* — контурный элемент; *3* — товарная сетка; *4* — сетка из отдельных проводов

Применение алюминия в щитах (при сохранении их веса по сравнению со стальными) позволяет увеличить толщину листа в 2,9 раза, что при учете изменения модуля нормальной упругости приводит к уменьшению деформаций в нем в 8,6 раза. На рис. 26.66 приведены некоторые данные о массе и деформации щитов, выполненных из алюминиевых сплавов.

Опирание жестких щитов на каркас осуществляется в зависимости от типа членения поверхности (треугольные либо трапециевидные щиты) на три или четыре винтовых устройства, обеспечивающих щиту в



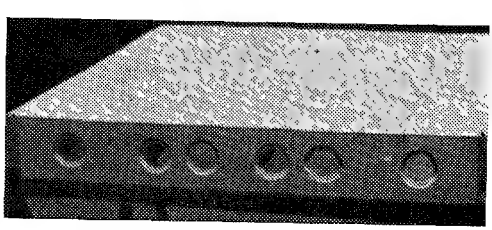
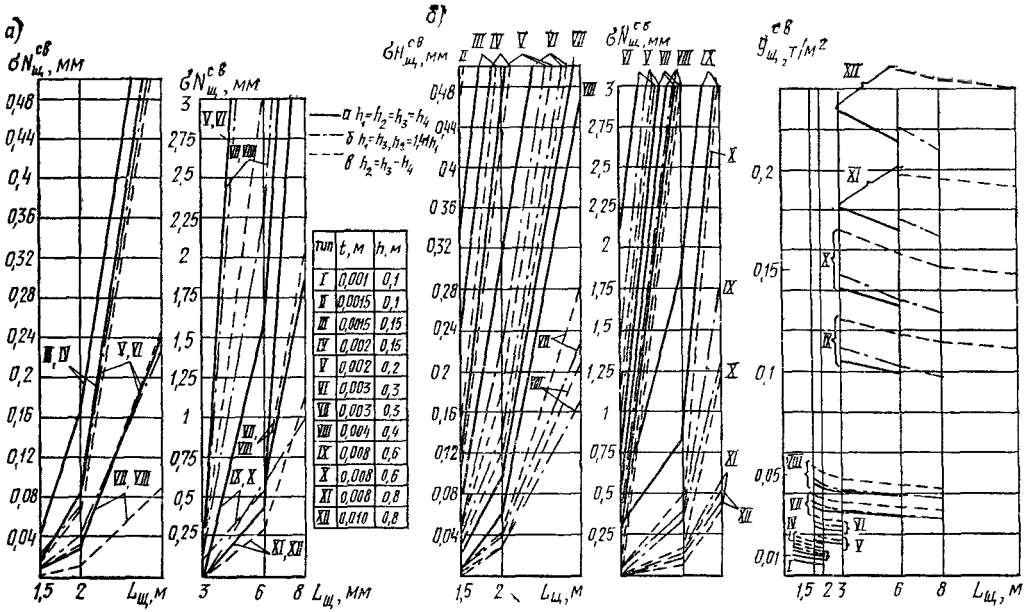


Рис. 26.65. Жесткий профилированный щит отражающей поверхности, выполненный в виде высечки из параболоида и подкрепленный системой ребер с тыльной стороны. Справа — отражающая поверхность (фрагмент)



Тип	t, м	h, м
I	0,001	0,1
II	0,0015	0,1
III	0,0015	0,15
IV	0,002	0,15
V	0,002	0,2
VI	0,003	0,3
VII	0,003	0,3
VIII	0,004	0,4
IX	0,008	0,6
X	0,008	0,6
XI	0,008	0,8
XII	0,010	0,8

Рис. 26.66. Характеристики деформативности (*а* — $\sigma N_{щ}^{с.в}$, *б* — $\sigma N_{щ}^{в}$) и массы (*в* — $g_{щ}^{с.в}$) жесткого профилированного щита отражающей поверхности в зависимости от размера $L_{щ}$ и структуры силового каркаса

h_i — высота гнутых ребер; t — толщина листа

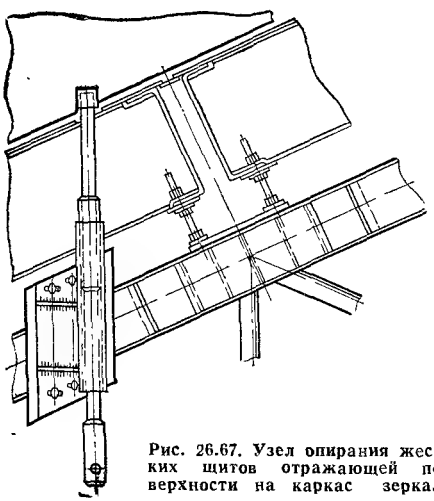


Рис. 26.67. Узел опирания жестких щитов отражающей поверхности на каркас зеркала

момент его установки и юстировки шесть степеней свободы (рис. 26.67).

26.7.5. Несущие конструкции вращаемых зеркал

Очертание, структура и членение. При сечении параболоида круговым цилиндром, ось которого параллельна фокальной оси параболоида, получается антенна *с круговым раскрывом* площадью, равной площади основания цилиндра. Однако в общем случае очертание зеркала будет приближаться к овалу. Только при совпадении осей секущего цилиндра и параболоида зеркало будет очерчено по правильной окружности. Такое решение наиболее употребительно.

Зеркалам с круговым раскрывом наилучшим образом соответствует *полярно-кольцевое* ориентирование несущих элементов каркаса.

При сечении заданной поверхности двумя парами ортогональных плоскостей, параллельных фокальной оси, образуется антенна с *прямоугольным раскрывом*, которая органически сочетается *с ортогональным* расположением основных несущих элементов.

Возможность реализации конструкции с заданным законом деформирования существует только потому, что требования по закону перемещений предъявляются не к системе в целом, а исключительно к некоторой ограниченной группе точек.

Этим условиям в большей степени отвечают *дискретные* (решетчатые) системы, так как континуальные (сплошные) из-за своей непрерывности существенно ограничивают возможности создания целенаправленных локальных силовых потоков.

При *симметричных* построениях несущего каркаса под действием симметричной составляющей нагрузки система деформируется симметрично, а при действии кососимметричных сил сечения отражающей поверхности, перпендикулярные фокальной оси, остаются плоскими, но поворачиваются. Поэтому при круглом раскрыве наилучшим типом построения каркаса является *поляр-*

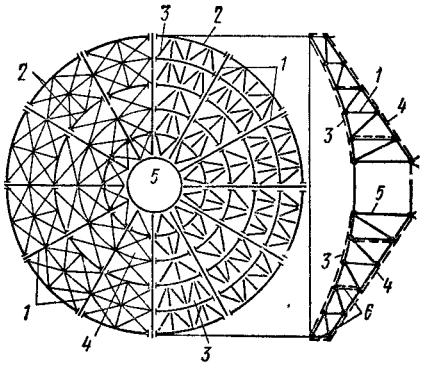
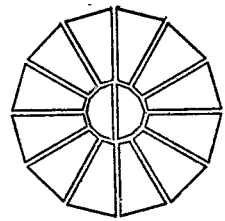


Рис. 26.68. Типичное построение несущего каркаса вращаемых зеркал

1 — радиальные фермы; *2* — кольцевые пояса; *3* — связи по верхним поясам; *4* — связи по нижним поясам; *5* — центральный барабан; *6* — диафрагмы



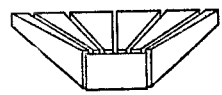


Рис. 26.69. Схема сборки каркасов зеркал до D_p=25 м из пространственных габаритных блоков

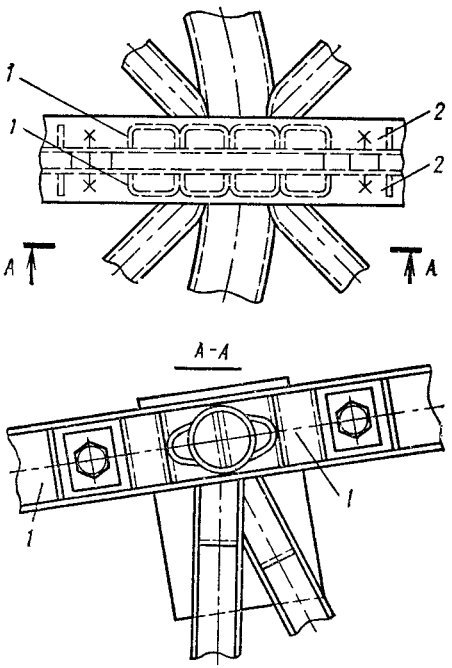


Рис. 26.70. Узел соединения граней пространственных секторов каркаса зеркала

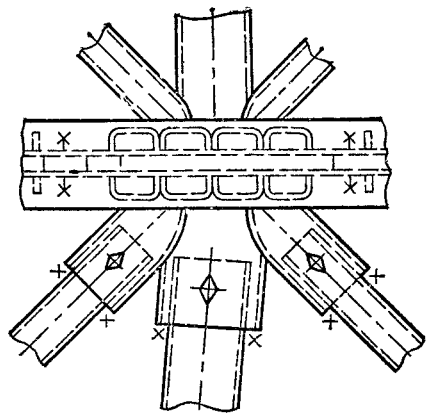


Рис. 26.71. Узел примыкания кольцевых и связевых элементов к радиальному поясу (грани) в компенсирующем секторе каркаса зеркала

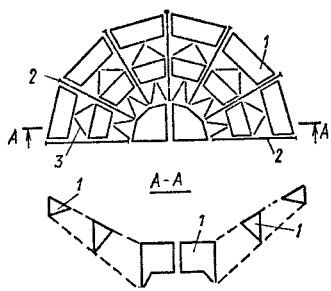


Рис. 26.72. Схема сборки каркасов зеркал при 25 м<D_p<45 м из пространственных блоков, плоских ферм и россыпных элементов

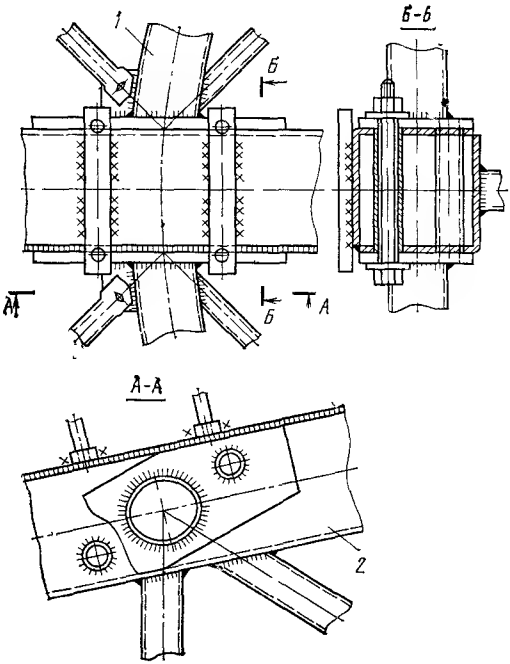
1 — блок; *2* — радиальная плоская ферма; *3* — элементы связей

но-симметричная циклическая дискретная стержневая система, позволяющая оперировать с симметричными и кососимметричными деформациями раздельно, что значительно упрощает задачу фокусной компенсации. Повторяемость отдельных моментов в циклических системах наибольшая, что повышает технологичность конструкций и удешевляет их производство.

Независимо от построения несущие каркасы у подавляющего большинства вращаемых зеркал представляют собой системы, состоящие из определенным образом размещаемых плоских либо квазиплоских элементов, жестких только в своей плоскости.

В настоящее время несущий каркас вращаемых зеркал за редким исключением решается в виде единой пространственной решетчатой конструкции, состоящей из меридиональных ферм и кольцевых поясов, развязанных системами связей и диафрагм (рис. 26.68).

Шаг меридиональных и кольцевых ферм обусловлен необходимостью создания сети узловых точек для опирания элементов отражающей поверхности, число радиальных



ферм у круглых зеркал обычно принимают 12- -32.

Каркас зеркала диаметром до 25 м выполняется из габаритных пространственных блоков (рис. 26.69) заводского изготовления. Радиальная ферма образуется после соединения радиальных граней смежных секторов Элементы граней выполняются, как правило, из швеллеров, обращенных стенкой к плоскости стыка (рис. 26.70, *1*), а для соединения с кольцевыми и связевыми элементами сектора, выполняемыми обычно из труб, устраиваются специальные столики (рис. 26.70, *2*). Чтобы обеспечить замыкание зеркала при сборке, все секторы в кольцевом направлении изготовляют с минусовым допуском, а 1—2 сектора делаются компенсирующими, для чего все его элементы, не относящиеся к боковым граням, выполняются на бужах (рис. 26 71), допускающих изменение длины стержней и некоторый поворот. Неизменяемость сектора-компенсатора при транспортировании обеспечивается постановкой болтов, а после окончания сборки зеркала — сваркой.

Рис. 26.73. Узел соединения плоских радиальных ферм с пространственными кольцевыми блоками

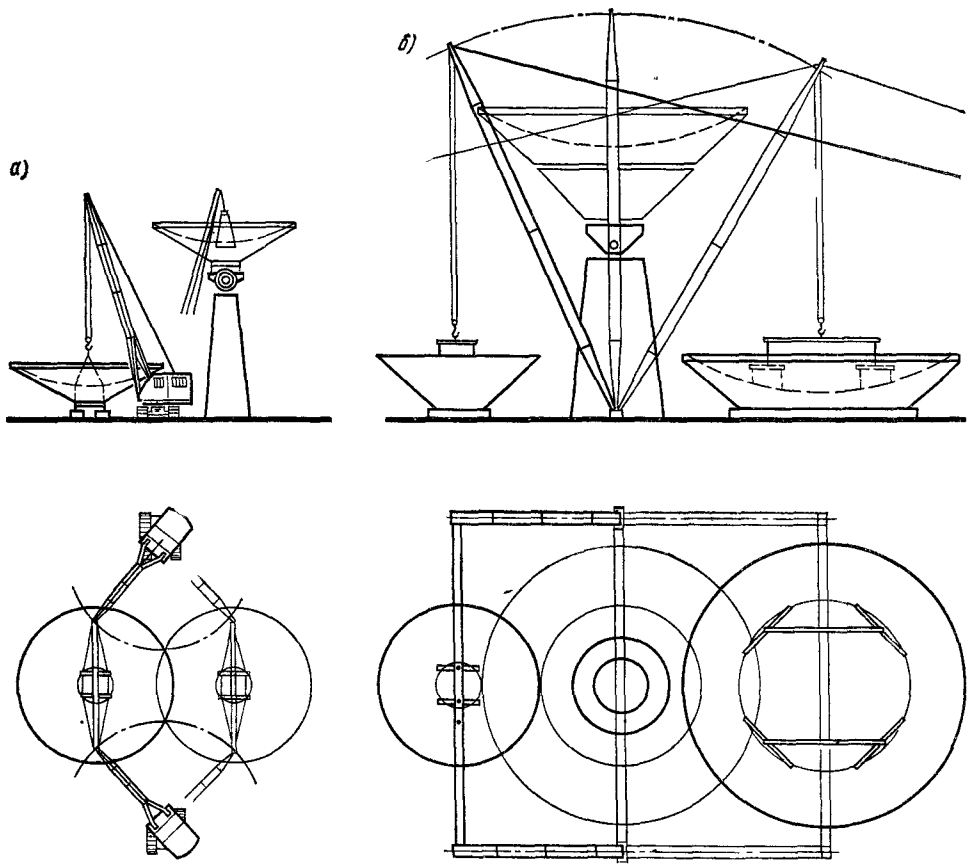


Рис. 26.74. Схема установки зеркальных систем, целиком собранных на земле (в стапеле), на поворотное устройство

а — до $D_р = 16$ м; *б* — до $D_р = 45$ м

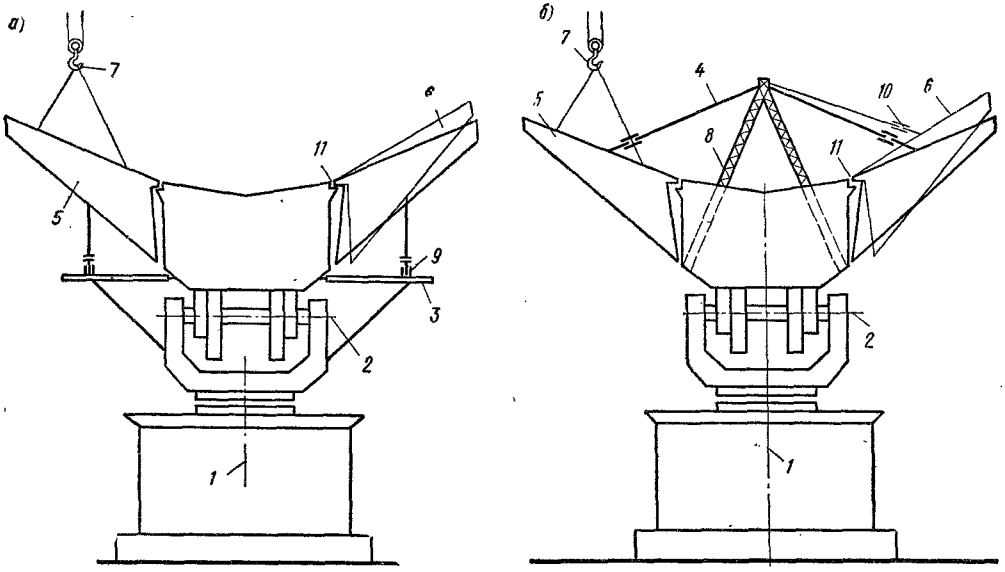


Рис. 26.75. Схема сборки зеркала при $D_р$>45 м наверху, непосредственно на поворотном устройстве, с использованием его азимутального вращения

1 — азимутальная ось вращения; *2* — угломестная ось вращения; *3* — подмости; *4* — оттяжка; *5* — блок; *6* — блок для регулировки высотного положения; *7* — крюк крана; *8* — пилон; *9* — домкраты; *10* — фаркопфы; *11* — узел опирания блока на центральную часть

При увеличении диаметра зеркала сверх 25 м помимо пространственных блоков появляются и плоские фермы и элементы, идущие россыпью (рис. 26.72). При диаметрах зеркал более 45 м радиальные фермы выполняются многопоясными, и их верхние части оказываются габаритными для перевозки по железной дороге и потому полностью изготовляются на заводе. Нижняя часть собирается на монтажной площадке.

Рис. 26.76. Узел каркаса зеркала с $D_р$>45 м, собираемого наверху на поворотном устройстве

Соединение плоских радиальных ферм с пространственными кольцевыми осуществляется с помощью фланцев, приваренных к поясам кольцевой фермы *1*, и болтов, переходящих через коробчатый пояс радиальной фермы *2* (рис. 26.73). В месте прохождения болта через коробчатый пояс сваривается распорная трубка, увеличивающая местную жесткость и препятствующая проникнанию влаги. После сборки узлы заваривают, чтобы уменьшить упругую податливость соединений и деформации зеркала.

Зеркало диаметром до 30—40 м может полностью быть собрано на земле (на стапеле) и затем с помощью, например, качающегося портала (рис. 26.74) установлено на опорно-поворотное устройство. При большем размере зеркала окончательная сборка производится наверху, но ей предшествует укрупнение элементов, прибывших с завода россыпью, в монтажные блоки. Чтобы упростить работу крана при монтаже зеркала, используется вращение по азимуту поворотного устройства. Обеспечение требуемой точности геометрического положения точек каркаса, подстилающих отражающую поверхность, достигается дополнительным против проектного опиранием монтажных блоков с регулировкой их высотного положения. Дополнительные опоры могут быть образованы как снизу — устройством подмостей, закрепленных к конструкциям поворотного устройства, но выше азимутального привода вращения (рис. 26.75, *а*), так и сверху — с помощью подвески к центральному пилону (рис. 26.75, *б*). Выведение до-

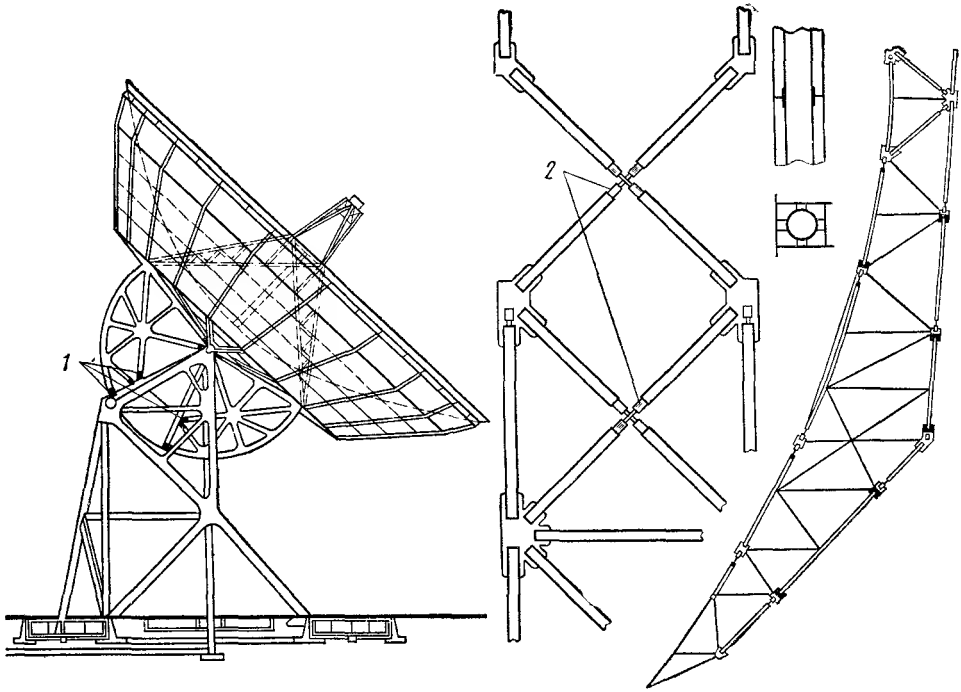


Рис. 26.77. Пример принудительно-гомологической системы каркаса зеркала (патент E. Ashtona)
1 — гидравлические компенсаторы стержней приводных секторов, *2* — то же, радиальных ферм

полнительных опор из работы производится только после окончания сборки каркаса и обварки всех его монтажных узлов. Возможные решения узлов каркаса зеркала больших размеров, собираемого на месте монтажа, показано на рис 26.76.

В случаях, когда это технически выполнимо, чтобы уменьшить релаксацию, следует производить высокий отпуск крупных сварных узлов в первую очередь в сплошных конструкциях. Влияние релаксации в решетчатых конструкциях менее опасно благодаря большому числу узлов и различной ориентации в них сварных швов.

Гомологические построения. Под гомологическим построением каркаса подразумевается такое, при котором перемещения узловых его точек, образующих ложе элементов отражающей поверхности, в результате деформирования конструкций при наклонах зеркала к горизонту под действием сил веса приводят лишь к трансформации исходной поверхности в другую поверхность того же типа, т. е. ей гомологичную.

Необходимость в таких построениях возникает тогда, когда принята конструктивно-автономная система с заданным законом деформирования.

Решается эта задача созданием принудительно-гомологических и естественно-гомологических систем.

Принудительно-гомологические системы реализуются с помощью автоматического регулирования длины группы характерных (ключевых) стержней На рис. 26 77 показана такая система с постановкой гидравлических компенсаторов длины раскосов и поясов меридиональных ферм. Включение компенсаторов может осуществляться как при изменении угла наклона α зеркала к горизонту, так и при изменении усилия в стержне.

При ограничении числа компенсаторов и удачной их расстановке принудительно-гомологические системы в определенных условиях могут дать существенный эффект, так как допускают подбор сечений стержней каркаса из условия минимизации веса.

Естественно-гомологические — создаются исключительно в результате соответствующего выбора конструктивной схемы и жесткостей отдельных элементов. Поэтому основная тяжесть задачи приходится на проектирование, которое в этом случае должно производиться на основе оптимизации конструкций по эффективности (см. 26.6 5).

Главным свойством, вытекающим из принципов разделения функций и локализации возмущений, которым должна обладать гомологическая схема, является управляемая локальная податливость поверхностных узловых точек. Традиционные конструкции этим свойством не обладают. Из рис. 26 78, *а* видно, что поверхностные точки *1—3* имеют существенно различную податливость вследствие неадекватности их связей с неподвижными опорными точками *4* и *5*. Этот недостаток, по-видимому, может быть преодолен повышением локальной податливости точек *2* и *3* в результате применения многопоясных схем, где каждый слой при движении от опор *4* и *5* к поверх-

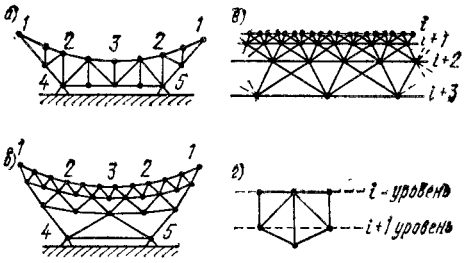


Рис. 26.78. Возможные построения каркасов

а — по традиционной схеме; *б* — по схеме, отвечающей требованиям естественно-гомологических систем; *в, г* — предложения S. Hoerner по гомологическим схемам

ности убывает по высоте с увеличением числа узловых точек не менее чем вдвое (рис. 26.78, *б*).

Степень локализации влияния изменения сечений стержней на деформативность всех поверхностных точек у этой схемы возрастает от опор к поверхности, что позволяет управлять податливостью отдельных поверхностных точек локально. Однако на рис. 26.78, *б* указан только путь решения этой задачи, и в каждом конкретном случае требуется поиск наилучшей схемы ячеек. S. Hoerner предлагает, например, ячейки, показанные на рис. 26.78, *в, г*, приводящие к возрастанию веса на 30—40%, а в 64-метровом отечественном радиотелескопе (разработанном ЦНИИпроектстальконструкцией) применена схема меридиональной фермы (рис. 26.79).

Наилучшим решением является разделение компенсации обоих компонентов деформаций между автономными группами стержней с резко выраженной направленностью влияния изменения их поперечных сечений на определенный вид деформаций.

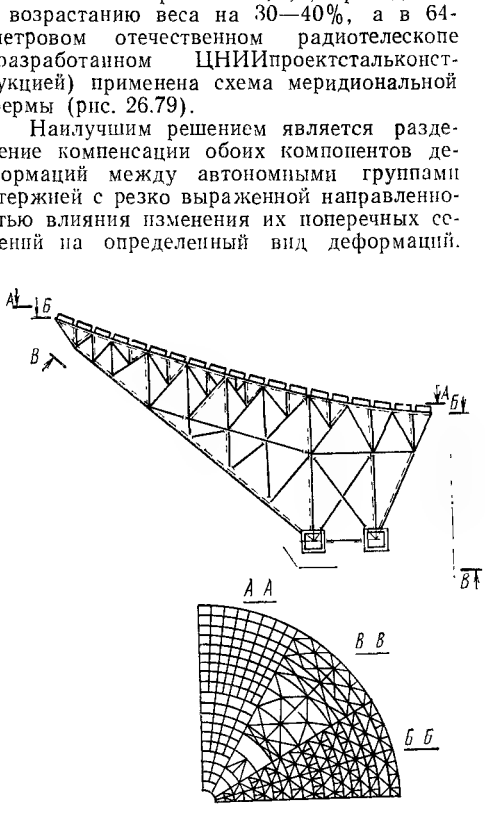


Рис. 26.79. Схема каркаса, обладающая гомологическими свойствами и примененная в 64-м отечественном радиотелескопе ТНА-1500

В качестве таких автономных групп стержней могут приниматься:

а) стержни радиальных ферм в части компенсации кососимметричных деформаций;

б) кольцевые элементы, главным образом кольцевые пояса, в части компенсации симметричных деформаций.

Условия опирания и промежуточная опорная конструкция. Установление конструкции опирания, при которой дополнительные возмущения будут наименьшими, может оказаться решающим при создании больших сверхточных антенн.

Для характеристики условий опирания используются следующие параметры:

относительная высота зеркала $\overline{H}$, характеризующая общую жесткость каркаса:

$$\overline{H} = H/D_{\text{р}} - D_{\text{р}}/16F, \qquad (26.168)$$

где H — высота от плоскости раскрыва до задней кромки каркаса;

коэффициент заделки ζ, характеризующий концентрацию усилий в зоне опирания:

$$\zeta = D_{\text{оп}}/D_{\text{р}}, \qquad (26.169)$$

где $D_{\text{оп}}$ — диаметр круга опирания каркаса;

относительный эксцентрицитет ε, характеризующий степень компактности каркаса относительно угломестной оси вращения:

$$\varepsilon = (H_{\text{ум}} - H_{\text{ц.т}})/D_{\text{р}}, \qquad (26.170)$$

где $H_{\text{ум}}$ — расстояние от плоскости раскрыва до угломестной оси; $H_{\text{ц т}}$ — то же, но до центра тяжести зеркальной системы.

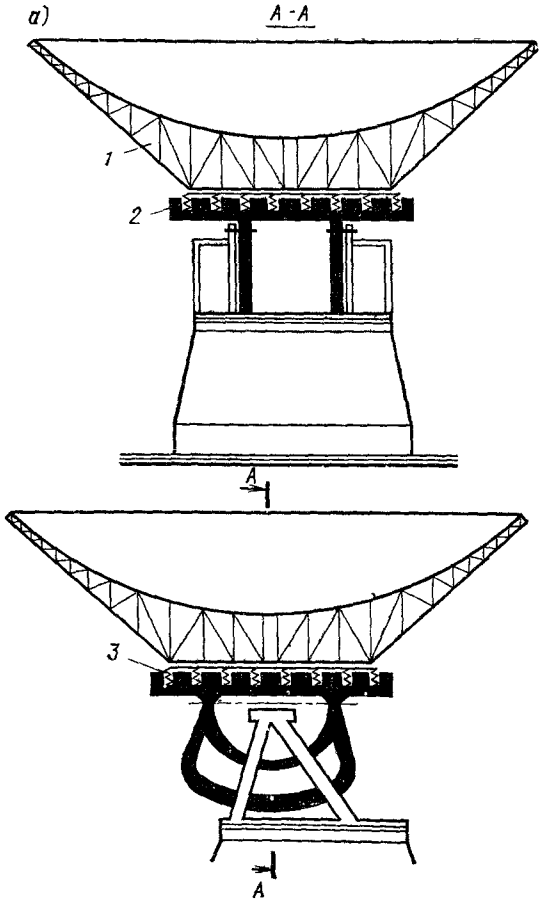
В зависимости от размера зоны опирания можно разделить все вращаемые зеркала с полярной структурой на три типа.

Зеркала первого типа имеют опирание, близкое к наружному контуру зеркала, т. е. $\zeta = 0{,}6 \ldots 1$. К ним относятся антенны с мосто-башенной подвеской, у которых $H = 0$, а $\overline{H}$ отрицательно. При этом способе опирания возникают максимальные дополнительные искажения, но нет необходимости в весовой балансировке и, следовательно, обеспечиваются минимальные нагрузки на механизмы.

Зеркала второго типа закрепляются в сравнительно небольшой зоне центральной части каркаса. У них $\zeta \approx 0{,}2$. Это решение характерно для антенн, имеющих систему однобашенной подвески, и потому получило широкое распространение среди высокочастотных антенн средних размеров (до 45 м) и в ранних проектах антенн диаметром до 100 м.

Внутри каркаса создается мощный центральный стакан, который передает усилия от каркаса к механизмам вращения. Деформации и влияние опорных реакций регулируются в этом случае изменением высоты каркаса и созданием локальных зон повышенной жесткости. С увеличением размера зеркала растут не только жесткость каркаса и удаленность рабочей поверхности от мест приложения опорных реакций, но и нагрузки на механизмы.

Зеркала третьего типа имеют $\zeta = 0{,}3 \ldots 0{,}5$, а опирание осуществляется с помощью мощной опорной балки (фермы, рамы), бла-



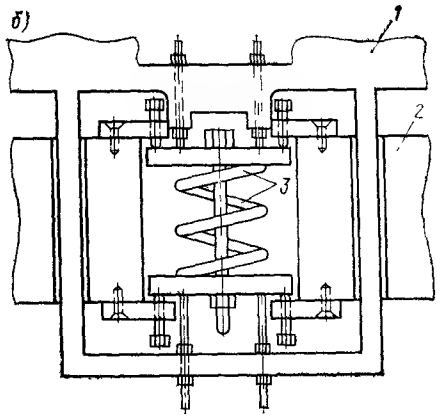


Рис. 26.80. Обеспечение равноподатливости точек опирания каркаса зеркала на промежуточную конструкцию регулированием упругой податливости опорных узлов

а — общий вид; *б* — узел опирания; *1* — каркас зеркала; *2* — промежуточная опорная конструкция; *3* — пружинный компенсатор

годаря чему достигается снижение длины внешних радиальных ферм, заделываемых в этом кольце, и уменьшение деформаций краев зеркала.

Зеркала этого типа получили самое широкое распространение при создании больших точных радиотелескопов.

В свете задач фокусной компенсации оптимальным способом опирания будет тот, который по влиянию на напряженно-деформированное состояние каркаса адекватен случаю закрепления каркаса на большом удалении от раскрыва Ограничением служит сопутствующий увеличению $\bar{H}$ и ε рост нагрузок на механизм вращения.

Наилучшим является опирание каркаса по кругу диаметром, равным примерно 0,4 диаметра раскрыва, на узлы, имеющие равную податливость, при их расположении и числе, соответствующем расположению и числу меридиональных (радиальных) несущих ферм. Однако закрепление опорного кольца каркаса к поворотному устройству происходит через угломестный вал вращения и ведомые шестерни всего в двух и четырех точках.

Разрешается это противоречие на основе принципа разделения функций путем расчленения каркаса зеркала на две взаимосвязанные, но функционально различные системы: собственно несущий каркас и промежуточную опорную конструкцию, которая, обеспечивая равноподатливое опирание собственно каркаса на 0,4 диаметра зеркала, осуществляет передачу нагрузки от зеркальной системы к механизмам и опорам вращения. При этом необходимо такое решение промежуточных опорных конструкций, которое бы при увеличении их строительной высоты не приводило к возрастанию нагрузок.

Существуют три принципиальных направления в решении поставленной задачи.

Первое направление. Равноподатливость узлов крепления каркаса зеркала к промежуточной опорной конструкции достигается не регулированием ее деформативности, а введением в каждый узел закрепления каркаса зеркала специального пружинного компенсатора (рис. 26.80), который в результате изменения номинальной высоты пружины и степени ее начального обжатия позволяет изменять до требуемой величины упругую податливость как при монтаже, так и при эксплуатации.

Это направление реализовано, например, в уникальном отечественном радиотелескопе с 64-метровым зеркалом.

Второе направление. Несущий каркас зеркала оперт в своей тыльной части на наружный стержневой конус, который закреплен в вершине и центре основания к специальной четырехугольной стержневой пирамиде (рис. 26.81). Вращение по углу места осуществляется с помощью сектора.

Недостатком двух описанных направлений является: во-первых, размещение угломестной оси вне несущего каркаса зеркала, приводящее к появлению эксцентрицитета по отношению к центру тяжести зеркальной системы и, соответственно, увеличению веса подвижных частей из-за весовых балансиров, моментов инерции вращающихся масс и ветровых моментов, и, во-вторых,

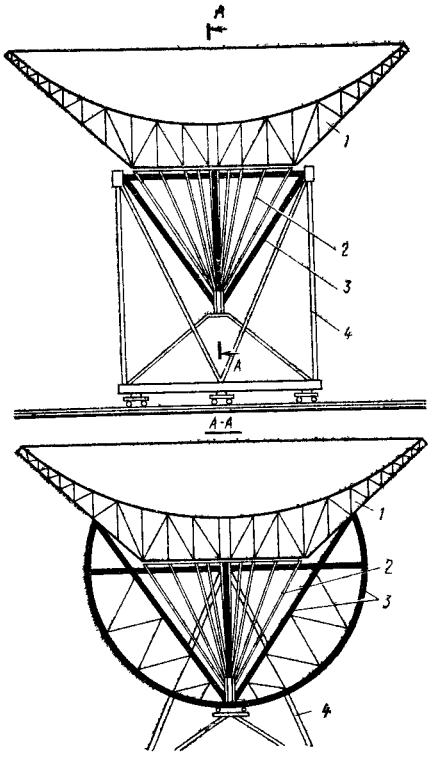


Рис. 26.81. Обеспечение равноподатливости опорных точек каркаса зеркала с помощью наружного опорного конуса (схема Боннского 100-м радиотелескопа)

1 — зеркало; *2* — стержневой конус; *3* — опорная пирамида; *4* — поворотное устройство

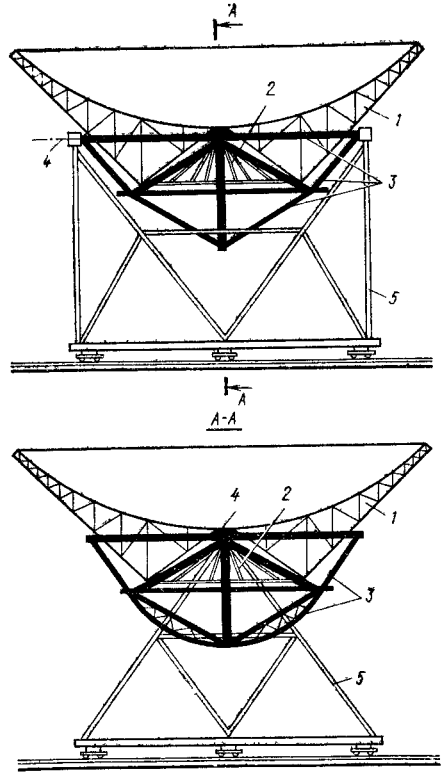


Рис. 26.82. Обеспечение равноподатливости опорных точек каркаса зеркала с помощью внутреннего опорного конуса, позволяющего расположить угломестную ось вращения в центре тяжести зеркальной системы (схема отечественного 128-м радиотелескопа РТ-128)

1 — зеркало; *2* — стержневой конус; *3* — опорная рама; *4* — угломестная ось вращения; *5* — поворотное устройство

зависимость высоты каркаса от местоположения угломестной оси.

Третье направление. Решение ЦНИИпроектстальконструкции, сохраняя положительные свойства решения равноподатливого основания второго направления, допускает расположение угломестной оси вращения в любом месте, в том числе и в центре тяжести зеркальной системы, без каких-либо ограничений высоты несущего каркаса зеркала в центральной его части (рис. 26.82) в результате выполнения стержневого конуса не наружу от опорной плоскости каркаса зеркала, а внутрь него, в сторону отражающей поверхности.

Конус крепится в вершине и центре основания к стержневой пирамиде, главная опорная рама которой с осью угломестного вращения располагается в центре тяжести системы вблизи от вершины конуса. Этим достигается минимизация нагрузок на механизмы вращения благодаря обеспечению максимальной компактности компоновки.

Число стержней конуса и их расположение соответствуют числу и расположению несущих радиальных ферм зеркала; вершина конуса не связана с несущим каркасом зеркала.

Элементы промежуточной конструкции не связываются с каркасом зеркала и пропускаются между его элементами.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Антенны.** Под ред. А. А. Пистелькорса, вып. 24. Особенности конструктивных решений антенных систем, оборудованных лучеводом/Басилая И. Ш. и др. М., Связь, 1976, с. 148—158.
2. **Антенны.** Под ред. А. А. Пистелькорса, вып. 24. О проблеме создания комплекса современных экономичных радиотелескопов/Богомолов А. Ф. и др. М., Связь, 1976, с. 106—123.
3. **Беспрозванная И. Н., Соколов А. Г., Фомин Г. М.** Воздействие ветра на высокие сплошностенчатые сооружения. М., Стройиздат, 1976
4. Большие управляемые радиоантенны—климатология и аэродинамика. Труды Нью-йоркской академии наук, т. 116, ч. 1, июнь, 1964 г.
5. **Борисенко М. М.** Вертикальные профили ветра и температуры в нижних слоях атмосферы М., Гидрометеоиздат, 1974.
6. **Клинов Ф. Я.** Нижний слой атмосферы при низких облаках и туманах. М., Гидрометеоиздат, 1974.
7. **Котляр Е. Ф.** Стальные радиомачты. М., Стройиздат, 1941.
8. **Крюков К. П., Курносов А. И., Новгородцев Б. П.** Конструкции и расчет опор линий электропередачи. М., Энергия, 1964
9. **Лилеев А. Ф., Селезнева Е. Н.** Методы расчета пространственных вантовых систем М., Стройиздат, 1964.

10. **Любощинская В. К.** К вопросу об учете сдвига ветра в пограничном слое атмосферы при проектировании высоких сооружений. Труды центральной метеорологической обсерватории. Вып. 6, 1975, с. 57—64.

11. **Мельников Н. П.** Антенные сооружения. М., Знание, 1969.

12. **Морозов Е. П., Шофлер Л. В.** Особенности проектирования антенно-мачтовых сооружений длинноволновых радиостанций. В сб.: Материалы по металлическим конструкциям, вып. 15. М., Стройиздат, 1970.

13. **Поляк В. С.** Совершенствование конструктивной формы полноповоротных параболических зеркальных антенн с целью повышения эффективности их работы. Автореферат диссертации М., 1971, с. 25.

14. Проектирование металлических конструкций. Информ.-рефер. сб., серия VII, вып. 10(30)/ /ЦИНИС. М., 1971. **Поляк В. С.** Совершенствование конструктивной формы полноповоротных зеркальных антенн, с. 46—54; **Поляк В. С.** Методика выбора конструктивных параметров при создании высокоэффективных полноповоротных параболических антенн, с. 55—63.

15. Проектирование металлических конструкций. Информ.-реф. сб., серия VII, вып. 1 (62)/ЦИНИС. М., 1976: **Поляк В. С.** Рекомендации по специальной системе допусков в антенном строительстве, с. 9—12; **Поляк В. С.** Юстировка отражающих поверхностей больших зеркальных антенн по предельно допустимой точности, с. 13—19.

16. Правила техники безопасности при сооружении и эксплуатации радиопредприятий. М., Связь, 1973, с. 115—127.

17. Проектирование металлических конструкций. Информ.-рефер. сб., серия VII, вып. 10(18)/ /ЦИНИС. М., 1969.

Тихонов А. С., Горбатский Е. И. Воздействие набегающей волны на некоторые элементы конструкций больших пролетов, с. 19—30;

Соколов А. Г. Об уменьшении влияния искажений параболических зеркал на мощность приема, с. 58—74;

Поляк В. С. Начальные апертурные искажения полноповоротных параболических антенн, с. 75—88;

Малинин Б. Н. Конструктивные решения антенн для радиорелейных линий тропосферной связи, с. 89—97;

Морозов Е. П. Конструктивные решения опор радиорелейных линий прямой видимости, с. 97—118;

Шмульский Л. М. О методах натяжения и контроля величины усилий в оттяжках мачтовых сооружений, с. 118—130.

18. Руководство по расчету элементов мачт на выносливость. М., 1976.

19. **Савицкий Ю. А.** Антенные сооружения. М., Связьиздат, 1947.

20. **Савицкий Г. А.** Основы расчета радиомачт. М., Связьиздат, 1953.

21. **Савицкий Г. А.** Антенные устройства. М., Связьиздат, 1961.

22. **Савицкий Г. А.** Ветровая нагрузка на сооружения. М., Стройиздат, 1972.

23. **Селезнева Е. Н.** Строительство телевизионных опор за рубежом. Обзоры по вопросам проектирования металлических конструкций, вып. 1/ЦИНИС, 1969.

24. **Соколов А. Г.** Радиобашни обтекаемого типа. — Бюл. стр. техн., 1944, № 5, 6.

25. **Соколов А. Г.** Выбор оптимального решения телевизионных опор большой высоты. — Сб.: Материалы по стальным конструкциям, № 1. М., Госстройиздат, 1957.

26. **Соколов А. Г.** Действительная работа фланцевых соединений. Сб.: Материалы по стальным конструкциям № 2. М., Госстройиздат, 1958.

27. **Соколов А. Г.** Расчет мачт методом заданных эпюр моментов. — Строительная механика и расчет сооружений, 1959, № 2.

28. **Соколов А. Г.** Об определении относительного угла наклона оттяжек в мачтах. — Сб.: Материалы по стальным конструкциям, № 4/ /ЦНИИПСК. М., Госстройиздат, 1959.

29. **Соколов А. Г.** О предельном состоянии опор. — Сб.: Материалы по стальным конструкциям, № 5. М., Госстройиздат, 1959.

30. **Соколов А. Г.** Опоры линий передачи. М., Госстройиздат, 1961.

31. **Соколов А. Г.** Использование метода подобия при проектировании. Металлические конструкции/Сборник, посвященный 75-летию Н. С. Стрелецкого. М., Госстройиздат, 1962.

32. **Соколов А. Г.** Современное состояние и перспективы развития металлических конструкций антенных устройств. Материалы совещания по металлоконструкциям. М., Стройиздат, 1967.

33. **Соколов А. Г.** Законы веса башен. Труды Университета дружбы народов им. П. Лумумбы. М., 1976.

34. **Соколов А. Г.** Металлические конструкции антенных устройств. М., Стройиздат, 1971.

35. **Соколов А. Г., Поляк В. С.** Развитие конструктивных способов увеличения эффективности полноповоротных параболических антенн. Известия вузов, серия «Радиофизика», т. XVI, № 5, 1973, с. 654—660.

36. **Соколов А. Г., Шофлер Л. В.** Современные антенно-мачтовые сооружения зарубежных сверхдлинноволновых радиостанций. — Сб.: Материалы по металлическим конструкциям, № 17, М., Стройиздат, 1973.

37. **Соколов А. Г., Гусев М. А.** О динамическом воздействии ветра на высокие сооружения. Труды Центр. гидрометеор. обсерват. М., Гидрометеоиздат, 1975.

38. **Соколов А. Г., Поляк В. С.** Технико-экономические характеристики современных больших радиотелескопов. — В кн.: Антенны/Под ред. А. А. Пистелькорса, вып. 25. М., Связь, 1977, с. 129—143.

39. Справочник по динамике сооружений. Под ред. Б. Г. Коренева и И. М. Рабиновича. М., Стройиздат, 1972.

40. СНиП II-6-74. Нагрузки и воздействия. М., Стройиздат, 1976.

41. Третья международная конференция по предварительно-напряженным металлическим конструкциям. Л., Мир, 1971;

Миндлина И. М. и др. Исследования выносливости вантовых тяг стержневых муфт предварительно-напряженных оттяжек мачт, т. I, с. 218—221;

Селезнева Е. Н. Исследование статистических методов обеспечения надежности предварительно-напряженных стальных конструкций, т. I, с. 371—379;

Шмульский Л. М. О точности предварительно-напряженных оттяжек мачтовых сооружений, т. I, с. 458—463;

Морозов Е. П. Предварительно-напряженные конструкции стальных башен, т. II, с. 215—219;

Савицкий Г. А., Ретштейн М. М. Роль предварительного напряжения вантовых конструкций, т. II, с. 236—239;

Соколов А. Г. Предварительно-напряженные конструкции антенных устройств, т. II, с. 294—309;

Броверман Г. Б. Предварительное напряжение стальных башенных сооружений, осуществляемое в процессе монтажа, т. III, с. 43—51;

Воеводин А. А. Стальные предварительно-напряженные мачты шпренгельного типа, т. III, с. 58—67.

42. Труды конференции по аэродинамике и аэроупругости высоких строительных сооружений. ЦАГИ, М., 1974.

РАЗДЕЛ VI

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ

ГЛАВА 27. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ. МАТЕРИАЛЫ. ПРОФИЛИ. СОЕДИНЕНИЯ. ОБЩАЯ РАСЧЕТНАЯ ЧАСТЬ

27.1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Алюминиевые сплавы начали применяться в строительных конструкциях более 40 лет назад; по прочности они приближаются к стали и обладают почти в 3 раза меньшей объемной массой, благодаря чему резко (в 2—3 раза) снижается вес конструкций из них. Алюминиевые сплавы обладают повышенной устойчивостью против коррозии. Недостаток алюминиевых сплавов — меньший (почти в 3 раза, чем у стали) модуль продольной упругости, снижающий эффект применения таких сплавов в конструкциях, сечения элементов которых определяются расчетом на устойчивость или жесткость. Этот недостаток в известной мере компенсируется возможностью получения из алюминиевых сплавов разнообразных прессованных профилей с наиболее рациональным распределением материала в поперечном сечении соответственно требованиям различных конструктивных решений. Объясняется это характером технологического процесса изготовления профилей — выдавливанием их мощными прессами через матрицы. Алюминиевые сплавы пока еще сравнительно дороги. Учитывая предстоящее значительное развитие алюминиевой промышленности, можно полагать, что разрыв между стоимостью сталей и алюминиевых сплавов будет уменьшен.

Пока наиболее целесообразно рационально применять алюминиевые сплавы: в конструкциях подвижного типа (краны различного назначения, в том числе используемые в строительстве, подъемные, поворотные, раскрывающиеся пролетные строения мостов и др.); в сборно-разборных конструкциях, предназначенных для многократного использования в разных местах и транспортирования на далекие расстояния (сборно-разборные мосты, инвентарные подмости, большие ворота эллингов и ангаров и пр.); в крупных высотных сооружениях, где монтажные элементы должны подниматься на очень большую высоту; в ограждающих (стеновых и кровельных) конструкциях промышленных и гражданских зданий, резко снижающих постоянную нагрузку на несущие конструкции этих зданий; в покрытиях большепролетных зданий различного назначения, в которых влияние собственной массы в напряженном состоянии конструкций оказывается очень значительным и одновременно играющим важную роль при монтаже; в проезжей части широких городских мостов, в значительном весе которых она составляет существенную долю; в городских транспортных сооружениях (путепроводах, пешеходных уличных пересечениях в разных уровнях и др.), строительство которых приходится вести в весьма стесненных условиях.

В связи с расширением объемов строительства в северных, восточных и труднодоступных районах страны повышается экономическая эффективность применения алюминиевых сплавов и в несущих элементах конструкций покрытий промышленных зданий, поскольку они обладают малым весом, высокой коррозийной стойкостью и хладостойкостью. Применение конструкций из алюминиевых сплавов в районах с повышенной сейсмичностью позволяет благодаря малому весу конструкций уменьшить затраты, связанные с обеспечением сейсмостойкости зданий и сооружений.

Введенные в действие и вновь создаваемые производственные мощности по изготовлению строительных алюминиевых конструкций являются базой для широкого применения алюминиевых сплавов в строительстве.

27.2. ХАРАКТЕРИСТИКА МАТЕРИАЛОВ

По способу производства и назначению алюминиевые сплавы подразделяются на деформируемые, литейные, САП (спеченные алюминиевые порошки), САС (спеченные алюминиевые сплавы) и пенистый алюминий.

В строительстве применяются деформируемые алюминиевые сплавы, из которых

Таблица 27.1. **Влияние химических элементов на свойства алюминиевых сплавов**

Элемент	Временное сопротивление	Предел текучести	Относительное удлинение	Твердость	Ударная вязкость	Свариваемость	Коррозионная стойкость
Кремний	×	×	o	×	o	—	o
Марганец	×	×	—	×	o	×	o
Магний	××	×	—	×	o	×	o
Медь	×	×	—	×	o	—	—
Цинк	××	××	—	×	—	—	—
Хром	×	×	—	×	o	—	—

Обозначения: ×× — значительно увеличивает; × — увеличивает; o — не оказывает заметного влияния; — — понижает (уменьшает).

Таблица 27.2. **Химический состав алюминиевых сплавов (по ГОСТ 4784—74)**

Марка сплава	Основные компоненты, % (Al—остальное)								Примеси, %, не более						
	Cu	Mg	Mn	Si	Zn	Cr	Zr	Be	Fe	Si	Cu	Mn	Zn	Ti	Mg
АД1	—	—	—	—	—	—	—	—	0,3	0,3	0,05	0,025	0,1	0,15	0,05
АМц	—	—	1—1,6	—	—	—	—	—	0,7	0,6	0,15	—	0,1	0,2	0,2
АМг2	—	1,8—2,6	0,2—0,6	—	—	0,05	—	—	0,4	0,4	0,1	—	0,2	0,1	—
АМг3	—	3,2—3,8	0,3—0,6	0,5—0,8	—	0,05	—	—	0,5	—	0,1	—	0,2	0,1	—
АВ	0,1—0,5	0,45—0,9	0,15**	0,5—1,2	—	—	—	—	0,5		—	—	0,2	0,15	—
АД31	—	0,4—0,9	—	0,3—0,7	—	—	—	—	0,5	—	0,1	0,1	0,2	0,15	—
1915	—	1,3—1,8	0,2—0,6	—	3,4—4	0,08—0,2	0,15—0,22	—	0,4	0,3	0,1	—	—	0,1	—
1925	—	1,3—1,8	0,2—0,7	—	3,4—4	—	0,1—0,2	—	0,7	0,6	0,8	0,2	—	0,1	—
Св. 1557*	—	4,5—5,5	0,2—0,6	—	—	0,07—0,15	0,2—0,35	0,002—0,005	0,3	0,15	0,05	—	—	—	—

* Присадочная проволока для сварки (ГОСТ 7871—75 «Проволока сварочная из алюминия и алюминиевых сплавов»).
** Или Cr-0,15—0,35.

Таблица 27.3.* **Механические свойства прессованных профилей из алюминия и алюминиевых сплавов (ГОСТ 8617—75)**

Состояние поставки профиля	Состояние испытываемых образцов	Обозначение	Толщина стенки профиля, мм	$\sigma_в$, МПа	$\sigma_{0,2}$, МПа	δ, %
				не менее		
Без термической обработки	Без термической обработки	АД1	Все размеры	60	—	20
То же	То же	АМц	То же	100	—	16
»	»	АМг2	»	150	60	13
»	»	АМг3	»	180	80	12
»	Закаленные и естественно состаренные	АД31Т	»	130	70	13
Закаленные и естественно состаренные	То же	АД31Т	»	130	70	13
Закаленные и искусственно состаренные	Закаленные и искусственно состаренные	АД31Т1	»	200	150	8
Не полностью закаленные и искусственно состаренные	Не полностью закаленные и искусственно состаренные	АД31Т5	»	160	120	8
Без термической обработки	Закаленные и естественно состаренные	АВТ	»	180	—	14
Закаленные и естественно состаренные	То же	АВТ	»	180	—	14
Закаленные и искусственно состаренные	Закаленные и искусственно состаренные	АВТ1	»	300	230	10
Без термической обработки	Естественно состаренные в течение 30 сут	1915	До 12	320	200	10
Отожженные	Отожженные	1915М	Все размеры	Не более 280	Не более 180	12
Закаленные и естественно состаренные	Закаленные и естественно состаренные в течение 30 сут	1915Т	То же	350	220	10
Закаленные и естественно состаренные	Закаленные и искусственно состаренные	1915Т1	»	380	250	8
Без термической обработки	Естественно состаренные в течение 30 сут	1925	До 12	350	200	9
Отожженные	Отожженные	1925М	Все размеры	Не более 30	—	12
Закаленные и естественно состаренные	Закаленные и естественно состаренные в течение 30 сут	1925Т	То же	350	200	10

* Табл. 27.3, 27.4, 27.8, 27.10 и 27.11 составлены при участии С. С. Кармилова и Н. М. Казаковой.

Примечание. Допускается изготовление профилей из сплавов марок АД31, 1915 и 1925 без термической обработки (вместо состояния закаленного и состаренного), если механические свойства этих профилей удовлетворяют требованиям закаленного и состаренного состояния.

Таблица 27.4. **Механические свойства листов при растяжении (ГОСТ 21631—76)**

Марка алюминия и алюминиевого сплава	Состояние материала листов	Обозначение сплава и состояние материала	Состояние испытываемых образцов	Толщина листа, мм	Временное сопротивление $\sigma_в$, МПа	Предел текучести $\sigma_{0,2}$, МПа	Относительное удлинение при $l=11,3\sqrt{F}$ δ, %
					не менее		
АД1	Отожженные	АД1М	Отожженные	От 0,3 до 0,5 Св. 0,5 » 0,9 » 0,9 » 10	60 60 60	— — —	20 25 28
	Полунагартованные	АД1 1/2Н	Полунагартованные	От 0,8 до 4,5	100	—	60
	Нагартованные	АД1Н	Нагартованные	От 0,3 до 0,8 Св. 0,8 » 3,5 » 3,5 » 10,5	150 150 130	— — —	3 4 5
	Без термической обработки	АД1	Без термической обработки	От 5 до 10,5	70	—	15
АМц	Отожженные	АМцМ	Отожженные	От 0,5 до 0,7 Св. 0,7 » 3 » 3 » 10,5	90 90 90	— — —	18 22 20
	Полунагартованные	АМц 1/2Н	Полунагартованные	От 0,5 до 3,5 Св. 3,5 » 10,5	150 150	— —	5 6
	Нагартованные	АМцН	Нагартованные	0,5 Св. 0,5 до 0,8 » 0,8 » 1,2 » 1,2 » 10,5	190 190 190 190	— — — —	1 2 3 4
	Без термической обработки	АМц	Без термической обработки	От 5 до 10,5	10		10
АМг2	Отожженные	АМг2М	Отожженные	От 0,5 до 1 Св. 1 » 10,5	170 170	— —	16 18
	Полунагартованные	Амг2 1/2Н	Полунагартованные	От 0,5 до 1 Св. 1 » 5 » 5 » 10,5	240 240 230	150 150 140	5 6 6
	Нагартованные	АМг2Н	Нагартованные	От 0,5 до 1 Св. 1 » 10,5	270 270	220 220	3 4
	Без термической обработки	АМг2	Без термической обработки	От 5 до 10,5	180	—	7
АМг3	Отожженные	АМг2	Отожженные	От 0,5 до 0,6 Св. 0,6 » 4,5 » 4,5 » 10,5	200 200 190	90 100 80	15 15 15
	Полунагартованные	АМг3 1/2Н	Полунагартованные	От 0,5 до 1 Св. 1 » 5 » 5 » 10,5	250 250 240	200 200 180	7 7 7
	Без термической обработки	АМг3	Без термической обработки	От 5 до 6 Св. 6 » 10,5	190 190	80 80	12 15
АВ	Отожженные	АВМ	Отожженные	От 0,5 до 0,5 Св. 5 » 10,5	Не более 15 То же	— —	20 15
	Закаленные и естественно состаренные	АВТ	Закаленные и естественно состаренные	От 0,5 до 0,6 Св. 0,6 » 3 » 3 » 5 » 5 » 10,5	20 20 20 18	— — — —	18 20 18 16

Марка алюминия и алюминиевого сплава	Состояние материала листов	Обозначение сплава и состояние материала	Состояние испытываемых образцов	Толщина листа, мм	Временное сопротивление $\sigma_в$, МПа	Предел текучести $\sigma_{0,2}$, МПа	Относительное удлинение при $l=11,3\sqrt{F}$ δ, %
					не менее		
АВ	Закаленные и искусственно состаренные	АВТ1	Закаленные и искусственно состаренные	От 0,5 до 5	30	—	10
				Св. 5 » 10,5	30	—	8
	Без термической обработки	АВ	Закаленные и естественно состаренные	От 5 до 10,5	18	—	14
			Закаленные и искусственно состаренные	От 5 до 10,5	30	—	7

Таблица 27.5. **Изменение механических свойств сплавов с повышением температуры**

Марка сплава	Температура, °С					
	20	220	300	20	220	300
	$\sigma_в$, МПа			$\sigma_{0,2}$, МПа		
АМцП	160	65	25	130	45	15
МАг2П	190	100	40	160	65	20
АВТ	320	—	—	260	—	—
АВТ1	380	140	45	250	120	30

Таблица 27.6. **Изменение предела ползучести сплавов с повышением температуры**

Марка сплава	Предел ползучести, МПа, при температуре, °С				
	55	110	165	220	280
АМг2П	250	180	120	100	60
АМг2М	140	70	50	30	30
АМц	90	70	50	30	30

Таблица 27.7. **Значения предела выносливости сплавов в зависимости от температуры**

Марка сплава	Предел выносливости, МПа, при температуре, °С			
	20	165	220	280
АМгП	65	45	30	15
АВТ1	100	80	64	30

прокаткой, прессованием, штамповкой, ковкой и т. д. изготовляют различные полуфабрикаты (листы, профили, трубы, прутки и т. д.).

Полуфабрикаты из алюминиевых сплавов поставляются в различных состояниях: отожженном (М), полунагартованном и нагартованном (П) и (Н), закаленном и естественно состаренном (Т), закаленном и искусственно состаренном (Т1).

Деформируемые алюминиевые сплавы применяются в виде чистого алюминия и сплавов следующих систем: алюминий — марганец; алюминий — магний; алюминий —

Таблица 27.8. **Физические свойства деформируемых алюминиевых сплавов**

Марка сплава	Плотность, кг/м³	Средний коэффициент линейного расширения $\times 10^6$ в интервале температур 1/°С (действительно при температуре от —70 до 100° С)	Теплопроводность при 25° Вт(м·К)
АД1	2710	23,5	230
АМц	2730	24	180
АМг2	2670	23,8	143
АМг3	2670	23,5	147
АД31	2710	24,3	190
АВ	2700	23,5	176
1925	2770	—	—
1915	2770	25,6	155

Таблица 27.9. **Свойства сварных соединений некоторых алюминиевых сплавов**

Сплав и его состояние	Вид полуфабриката	Температура испытания, °С	$\sigma_в$, МПа		$\sigma_{в.св}$ / $\sigma_{в.осн}$
			основной металл	сварной металл	
АМг2М	Листы	20	190	190	1
АМг3М		20	235	225	0,95
		—70	250	240	0,96
1915Т		20	360	360	0,9—0,95

Таблица 27.11. Марки алюминиевых сплавов, применяемых для болтов и заклепок

Марка сплава и состояние поставки	
для заклепок, поставленных в холодном состоянии	для болтов
АД1Н	—
АМг2Н	—
АМг5ПМ	АМг5ПМ
АВТ	АВТ1

магний — кремний, алюминий — цинк — магний, алюминий — медь — магний, алюминий — магний — цинк — медь, алюминий — медь — марганец (литий, кадмий)

Влияние различных компонентов на свойства сплавов приведено в табл 27 1.

Химический состав, типичные механические свойства полуфабрикатов, физические свойства, свойства сварных соединений и т д алюминия и некоторых деформируемых алюминиевых сплавов систем алюминий — марганец, алюминий — магний, алюминий — магний — кремний, алюминий — цинк — магний приведены в табл 27 2—27 11

В отличие от стали в алюмииевых сплавах поиижение температуры ведет к повышению механических свойств и, наоборот, повышение температуры снижает временное сопротивление и предел текучести алюминиевых сплавов (табл 27 5).

Приведенные данные показывают, что при температуре выше 150° С следует учитывать явления ползучести В табл 27 6 приведены характеристики предела ползучести при скорости деформации 0,001% в час

Исследования вибрационной прочности сплава АМг6Т, АВТ1 и Д16АТ на плоских образцах из прессованных профилей и проката листа, проведенные ЦНИИпроектстальконструкцией, показали, что вибрационная прочность основного металла всех марок одинакова и равна 125—135 МПа (при 2 млн. циклов), а для марок АВТ1 — 95 МПа (при 10 млн циклов) Кроме того, наличие отверстий в образцах из сплава АМг6 и АМг6Т (при 2 млн. циклов) уменьшает предел вибрационной прочности до 65—70 МПа, в образцах из сплава АВТ — до 80 МПа. Вибрационная прочность проката металла ниже прочности прессованного примерно на 30—35%

В табл. 27.7 приведены значения пределов выносливости для некоторых сплавов

Из указанных в табл 27 11 сплавов могут быть изготовлены болты повышенной и нормальной точности Для соединения элементов разрешается применять также стальные болты, в том числе высокопрочные, по ГОСТ 22353—77 и ГОСТ 22356—77.

Таблица 27 10 Технологические свойства деформируемых алюминиевых сплавов*

Наименование	Технологические свойства по маркам						
	АД1	АМц	АМг2, АМг3	АД31	АВ	1925	1915
Пластичность в отожженном состоянии	Высокая	Высокая	Высокая*	Высокая	Высокая**	—	—
в полунагартованном состоянии	Средняя						
Обрабатываемость резанием в отожженном состоянии	Неудовлетворительная						
в полунагартованном состоянии	—	—	Удовлетворительная	—	—	—	—
Свариваемость	Хорошая	***	***	***	***	***	***
Вид сварки	Все виды	Все виды***	***	***	***	***	***

* Прочность сплава АМг2 в отожженном состоянии равна прочности сплава АМц в нагартованном состоянии хотя пластичность в последнем случае ниже

** Сплав АВ после закалки и естественного старения имеет удовлетворительную пластичность, а после искусственного старения — пониженную

*** Сплав АМг2 при герметических швах неудовлетворительно сваривается всеми видами сварки, а при сварке плавлением образуются кристаллизационные трещины, устраняемые при сварке с присадкой сплава АМг3

Примечания 1 Сплав АВ хорошо сваривается точечной и атомно водородной сваркой и удовлетворительно газовой с применением присадочной проволоки АК

2 Сплав АД31 хорошо сваривается точечной и роликовой сваркой и удовлетворительно аргонодуговой с применением присадочной проволоки АК

3 Сплав 1915 сваривается аргонодуговой сваркой присадочный материал из сплава 1557 (АМг5 с содержанием Mg=5,5%) с добавками хрома, циркония, бериллия, марганца.

4 Сплав 1925 не рекомендуется использовать в сварных конструкциях из-за повышенной склонности к образованию трещин при сварке

5 При дуговых способах сварки элементов алюминиевых конструкций в качестве электродного и присадочного материала следует применять сварочную проволоку из алюминия Св А', АМг3, Св 1557 по ГОСТ 7871—75, а также по специальным техническим условиям

В качестве соединительных элементов алюминиевых конструкций может быть использован литейный сплав АЛ8 по ГОСТ 2685—75.

27.3. СОРТАМЕНТ СТАНДАРТНЫХ И ЗАВОДСКИХ ПОЛУФАБРИКАТОВ И УСЛОВИЯ КОМПОНОВКИ ПРОФИЛЕЙ

Отечественная алюминиевая промышленность вырабатывает из алюминиевых сплавов листы, ленты, плиты, тянутые прутки и профили самой различной конфигурации (табл. 27.12).

Таблица 27.12. **Алюминиевые полуфабрикаты, применяемые для строительных конструкций**

Марка сплава	Полуфабрикаты				
	лист	плиты	прутки	профили	трубы
АД1	+	—	—	—	—
АМц	+	—	—	—	—
АМг2	+	+	—	—	—
АД31	—	—	+	+	+
АВ	+	—	+	+	+
1915	+*	+*	+	+	+
1925	—	—	—	+	+

* При условии специального обоснования.

Согласно ГОСТ 21631—76, листы прокатываются толщиной 0,5—10,5 мм, шириной 1000—2000 мм и длиной до 7000 мм. Ширина и длина прокатываемых листов зависят от марки сплава и состояния поставки. Листовой алюминиевый полуфабрикат может поставляться заказчику в рулонах шириной 1200 и 1500 мм. Ленты по ГОСТ 13726—68 изготовляются толщиной 0,25—2 мм и шириной 40—1000 мм. Длина лент не более 20 м и не менее трех в рулоне.

Технологические свойства алюминия и его сплавов дают возможность изготовлять методом прессования (экструзии) сечения профилей самой различной конфигурации (рис. 27.1). По условиям технологии изготовления размеры профилей ограничиваются мощностью пресса, определяющего диаметр контейнера, в который помещается нагретый слиток алюминиевого сплава для последующего выдавливания (прессования) пуансоном через стальную матрицу нужного профиля, и диаметр габаритного круга, описанного вокруг габарита профиля (табл. 27.13, 27.14 и рис. 27.2). Кроме этого, возможности предприятия, изготовляющего прессованные профили, определяются мощностью машин, подвергающих профили правке растяжением после прессования. Наиболее распространены машины, позволяющие править профили площадью поперечного сечения до 50 см². Имеются и более мощные машины.

Современное прессовое оборудование позволяет изготовлять профили площадью сечения от 0,5 до 200—300 см².

При выборе типа профиля следует учитывать не только целесообразность сечения

Таблица 27.13. **Диаметры контейнера $D_к$ и габаритного круга матрицы D в зависимости от усилия пресса и марки сплавов для изготовления сплошных, открытых и полуоткрытых профилей из сплавов АМц, АД31, АД33, АМг2, АВ, 1915, 1925**

Номинальное усилие пресса, кН	$D_к$, мм	D, мм
5000	85	55
7500	115	80
12 000	150	110
20 000	200	150
30 000	250	210
50 000	360	320
90 000	500	450
120 000	600	530

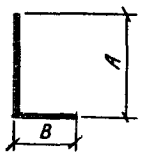
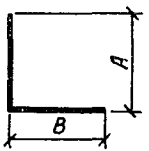
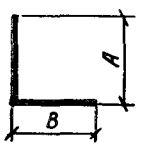
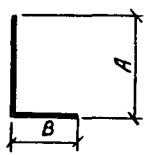
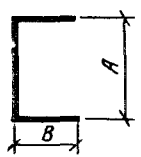
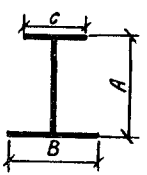
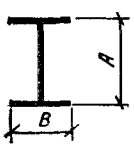
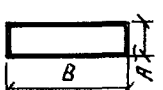
Таблица 27.14. **Диаметры контейнера $D_к$ и габаритного круга язычковой матрицы D в зависимости от усилия пресса и марки сплавов для изготовления полых профилей из сплавов АМц, АД31, АД33, АМг2, АВ, 1915, 1925**

Номинальное усилие пресса, кН	$D_к$, мм	D, мм
5000	85	20
7500	115	40
12 000	150	60
20 000	200	90
30 000	250	130
50 000	360	220
90 000	500	340
120 000	600	420

с точки зрения несущей способности, но и удобство сопряжения элементов в конструкции (удобство постановки болтов, заклепок, наложения сварных швов и точек). Следует также учитывать и экономичность профилей с точки зрения стоимости. Сравнение стоимости профилей различной конфигурации и площадей поперечного сечения показывает, что выгодный, с точки зрения расхода металла, трубчатый профиль может оказаться нерациональным из-за сложности конструирования соединений и высокой стоимости. Стоимость единицы массы профиля возрастает по мере увеличения размеров его поперечного сечения.

Толщина стенок профиля зависит от размеров и конфигурации сечения и марки сплава. Обычно принимается, что толщина

Таблица 27.15 **Характерные алюминиевые профили, выпускаемые Воронежским и Виденским заводами алюминиевых конструкций**

Схема профиля (Воронежский завод)	Размер профиля, мм								Схема профиля (Виденский завод)	Размер профиля, мм							
	наименьшего				наибольшего					наименьшего				наибольшего			
	A	*B*	*D*	*t*	*A*	*B*	*D*	*t*		*A*	*B*	*C*	*t*	*A*	*B*	*C*	*t*
	120	12	—	1	90	90	—	9		15	15	—	1,5	80	80	—	6
	30	20	—	1,5	137	83	—	5		19	20	—	2	88	40	—	4
	17,5	20	—	1,5	160	70	—	10		80	60	20	4	185	70	40	6
	25	26	—	2	170	80	—	6		20	40	—	2,5	25	130	—	3

	—	—	22	1,5	—	—	156	6		110	110	—	2,3	—	—	—	—
	40	75	—	2	40	120	—	3		25	75	—	2,5	25	130	—	3
	122	130	—	8	—	—	—	—		140	30	70	2	—	—	—	—
	45	95	—	3	45	150	—	4		35	67	10	2	65	140	30	4
	30	85	—	2,5	30	120	—	2,5		45	210	—	3	—	—	—	—
	44	50	—	3,5	50	110	—	6		20	20	—	1,5	—	—	—	—

стенки замкнутых полых профилей не должна быть меньше $^1/_{25}$—$^1/_{35}$ диаметра описанной окружности габарита профиля D, а для открытых — $^1/_{30}$—$^1/_{65}$.

Кроме конфигурации профиля и площади его поперечного сечения на стоимость полуфабриката влияет его технологичность — возможность выполнения точных геометрических размеров (минимальные допуски по толщине) и скорость истечения металла из матрицы. Мягкие сплавы дают более благоприятные показатели.

При проектировании алюминиевых конструкций следует пользоваться сортаментами стандартных профилей, номенклатурой освоенных профилей, приведенных в каталогах ВИЛС (Всесоюзный институт легких сплавов), а также номенклатурой профилей, изготовляемых Видиенским и Воронежским заводами алюминиевых конструкций (табл 27 15) Возможна разработка новых профилей, целесообразность изготовления которых должна быть подтверждена технико-экономическим обоснованием. Размеры новых профилей и условия их поставки должны быть согласованы с заводом-изготовителем

При применении новых профилей следует исходить из необходимости вписывания их в круг диаметром 320 мм, а в исключительных случаях — диаметром 530 мм Наибольшая длина новых профилей может определяться из условия, чтобы объем готового элемента данного профиля не превосходил 80% объема стандартного слитка. Радиусы закругления в пересечении двух плоскостей новых профилей следует принимать не менее: для уголкового профиля $0{,}03(A+B)+0{,}12$ мм; для таврового и швеллерного профилей $0{,}12Б+0{,}12$ мм (где A и B — ширина полок уголка от обушка до пера; $Б$ — ширина полки тавра или швеллера от обушка до пера). В неравнополочных уголковых профилях, имеющих утолщение в виде бульб, ширина полок принимается с соотношением 3 : 2.

Широко применяются холодногнутые профили, получаемые из лент, листов или рулонных заготовок (рис. 27 3). Гнутые профили можно получить с помощью профилирования лент и листов на профилегибочных станах либо гибкой на кромкогибочных прессах, объемным формованием из листа на гидравлических прессах или гидродавлением. Опыт зарубежных фирм и отечественных предприятий показывает, что изготовлять гнутые профили можно также на оборудовании, предназначенном для изготовления стальных профилей

К преимуществам холодногнутых алюминиевых профилей по сравнению с прессованными могут быть отнесены следующие: оборудование для производства гнутых профилей конструктивно менее сложно, проще в обслуживании, дешевле в изготовлении, себестоимость 1 т гнутых профилей ниже себестоимости прессованных на 8—15%; скорость непрерывного профилирования составляет 50—60 м/мин, а скорость прессования наиболее технологичных — 30—40 м/мин; вес 1 м длины гнутых профилей на 7—15% ниже по сравнению с весом прессованных профилей тех же типоразмеров, что имеет особенно большое значение для декоративных облицовочных элементов. Гнутые профили можно получать и в виде замкнутых полых сечений, для чего линия профилирования оборудуется сварочной

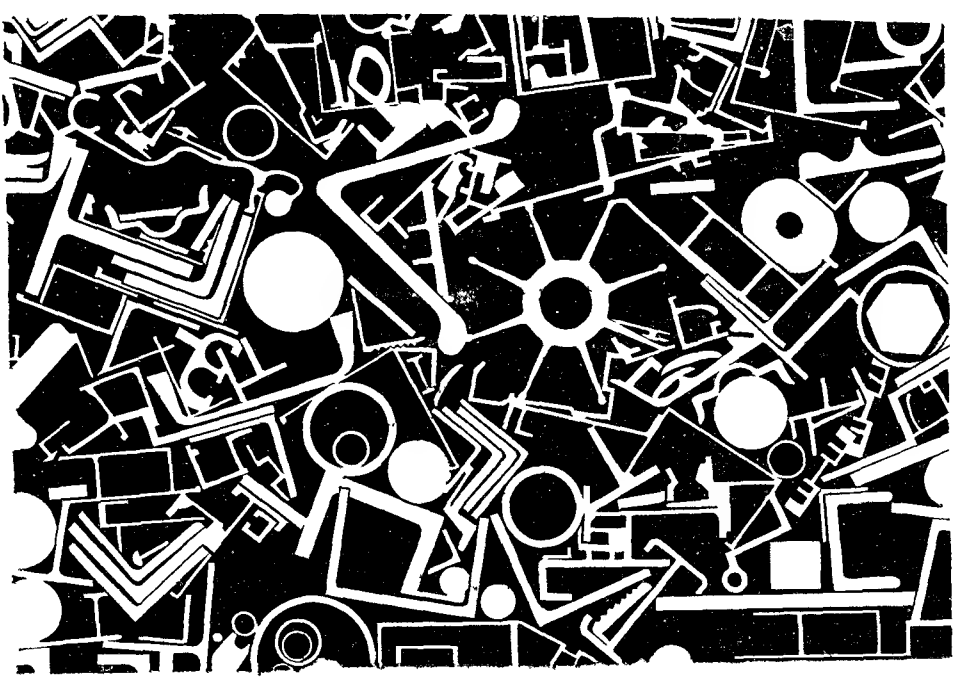


Рис 27.1. Прессованные профили

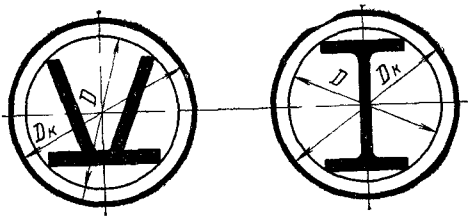


Рис. 27.2. Профили, вписанные в габаритный круг матрицы

устачовкой В этом случае можно получить более рациональные соотношения толщины стенки к диаметру от $^1/_{50}$—$^1/_{60}$ для профилей с гладкими стенками и до $^1/_{80}$—$^1/_{100}$ с гофрированными стенками. Для гнутых и гнутосварных профилей чаще всего применяют сплавы, обладающие бо́льшей пластичностью (технический алюминий, сплавы системы алюминий — магний, алюминий — марганец и алюминий — магний — кремний в отожженном и полунагартованном состоянии). При конструировании профилей следует учитывать радиусы гиба, возрастающие с увеличением толщины заготовки (табл. 27 16).

Профилирование листов методом глубокой вытяжки наименее распространено при изготовлении строительных деталей и может найти применение лишь для уникальных объектов.

Таблица 27 16. **Минимальные радиусы гиба отожженных заготовок из сплавов АД1, АМц, АМг2**

Толщина	Радиус
мм	
0,5—1	1—1,5
2	3
3	6
4	8
5	10
6	12
8	20
10	30

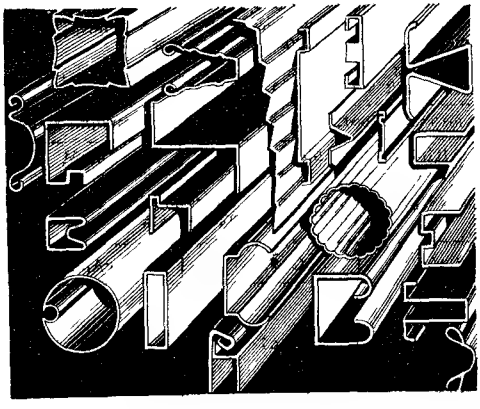


Рис. 27.3. Холодногнутые профили

27.4. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ *

27.4.1. Расчетные сопротивления и коэффициенты условий работы

Расчетные сопротивления на растяжение, сжатие и изгиб для листов и профилей принимаются по табл. 27.17, а в околошовной зоне при аргонодуговой сварке — по табл. 27.18 и рис. 27.4.

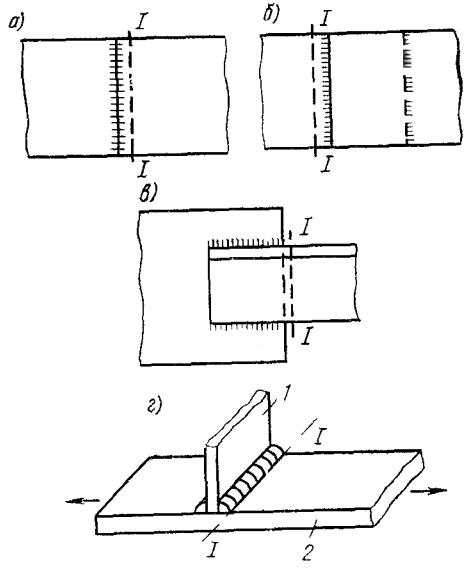


Рис. 27.4. Конструкции и схема сварных соединений

а — встык; *б* — внахлестку с лобовыми швами; *в* — внахлестку с фланговыми швами; *г* — схема крепления поперечного элемента к элементу, не имеющему стыка; *I—I* расчетное сечение; *1* — поперечный элемент; *2* — элемент без стыка

Расчетные сопротивления $R^{св}$ сварных швов, выполненных аргонодуговой сваркой, принимаются по табл. 27.19 и 27.20. В этих таблицах значения расчетных сопротивлений сварных стыковых швов относятся к соединениям, качество которых помимо наружного осмотра и измерения контролируется физическими методами (рентгено- и гаммаграфированием, ультразвуковой дефектоскопией и т. п.).

Расчетные сопротивления сварных точек $R^{св}$, выполненных контактной сваркой и аргонодуговой точечной сваркой плавящимся электродом, принимаются по табл. 27.21.

* Составлено на основе главы СНиП II-24-74. Нормы проектирования. Алюминиевые конструкции.

Таблица 27.17. **Расчетное сопротивление R алюминия**

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетное сопротивление, МПа, алюминия марок							
		термически неупрочняемого				термически упрочняемого			
		АД1М	АМцМ	АМг2М	АМг2П	АД31Т	АД31Т1	1925Т	1915Т
Растяжение, сжатие и изгиб	R	25(35)	40(55)	70(85)	125	55	125	175	200
Срез	$R_{ср}$	15	25	40	75	35	75	105	120
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	$R_{см.т}$	40	60	105	185	80	185	260	300
Смятие местное при плотном касании	$R_{см.м}$	20	30	50	90	40	90	130	150

Примечания: 1. Расчетное сопротивление для отливок алюминия марки АЛ8 на растяжение, сжатие и изгиб принимается 140 МПа.

2. В скобках указаны расчетные сопротивления растяжению алюминия для конструкций, эксплуатация которых возможна и после достижения алюминием предела текучести.

Таблица 27.18. **Расчетное сопротивление R алюминия в околошовной зоне при аргонодуговой сварке**

Конструкция соединения	Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетное сопротивление, МПа, алюминия марок						
			термически неупрочняемого				термически упрочняемого		
			АД1М	АМцМ	АМг2М	АМг2П	АД31Т	АД31Т1	1915Т
			при сварке с применением электродной или присадочной проволоки марок						
			СвА1		СвАМг3		СвАМг3	Св1557	Св1557
Встык и внахлестку с лобовыми швами (сечение *1—1*, рис. 27.4, *а*, *б*)	Растяжение, сжатие и изгиб	R	25(30)	40(45)	65	65	55	80	170/180
	Срез	$R_{ср}$	15	25	40	40	35	50	105
Нахлестка с флаговыми швами (сечение *1—1*, рис. 27.4, *в*)	Растяжение, сжатие и изгиб	R	25	40	65	65	50	80*/105*	145*/170*

* Для соединений внахлестку из профильных элементов.

Примечания: 1. Расчетное сопротивление R алюминия марки 1915Т указано для профилей толщиной 5—12 мм, а для профилей толщиной 4 мм R=180 МПа (при сварке вольфрамовым электродом).

2. Влияние продольных сварных швов элементов конструкций (продольные сварные швы обшивок, кровельных полотнищ и т. п.) на разупрочнение алюминия в околошовной зоне не учитывается.

3. В числителе указаны расчетные сопротивления при сварке вольфрамовым электродом, в знаменателе — при сварке плавящимся электродом.

4. В скобках указаны расчетные сопротивления растяжению соединений встык для конструкций, эксплуатация которых возможна и после достижения алюминием предела текучести.

Таблица 27.19. **Расчетное сопротивление $R^{св}$ сварных швов, выполненных аргонодуговой сваркой (термически неупрочняемый алюминий)**

Сварные соединения, швы	Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетное сопротивление $R^{св}$, МПа, алюминия марок		
			АД1М	АМг2М, АМг2П	АМцМ
			при сварке с применением электродной или присадочной проволоки марок		
			СвА1	СвАМг3	СвАМг3
Встык	Сжатие	$R_с^{св}$	25	65	40
	Растяжение	$R_р^{св}$			
	Изгиб	$R_и^{св}$			
	Срез	$R_{ср}^{св}$	15	40	25

Сварные соединения, швы	Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетное сопротивление $R^{св}$, МПа, алюминия марок		
			АД1М	АМг2М, АМг2П	АМцМ
			при сварке с применением электродной или присадочной проволоки марок		
			СвА1	СвАМг3	СвАМг3
Угловые (фланговые и лобовые)	Срез	$R_у^{св}$	20	45	30

Таблица 27.20. **Расчетное сопротивление $R^{св}$ сварных швов, выполненных аргонодуговой сваркой (термически упрочняемый алюминий)**

Сварные соединения, швы	Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетное сопротивление, МПа, алюминия марок			
			АД31Т	АД31Т1	1915Т при толщине металла, мм	
					4	5—12
			при сварке с применением электродной или присадочной проволоки марок			
			СвАМг3	Св1557	Св1557	
Встык	Сжатие, растяжение, изгиб: а) при сварке плавящимся электродом (автоматическая и полуавтоматическая)	$R_с^{св}$, $R_р^{св}$	55	80	—	180
	б) при сварке вольфрамовым электродом (ручная и механизированная)	$R_и^{св}$	55	80	180	170
	Срез	$R_{ср}^{св}$	35	50	110	105
Угловые (фланговые и лобовые)	»	$R_у^{св}$	45	45	110	110

Примечания: 1. Расчетные сопротивления сварных соединений алюминия марки 1915Т указаны для прессованных профилей.

2. Расчетные сопротивления сварных соединений термически упрочненного алюминия могут быть повышены повторной термической обработкой (после сварки соединения). Для алюминия системы Al—Mg—Si после повторной термической обработки $R^{св} = 0{,}9R$, для алюминия системы Al—Zn—Mg $R^{св} = R$, где R — расчетное сопротивление, определяемое по табл. 27.17.

Таблица 27.21. **Расчетное сопротивление сварных точек ($R^{св}_{точки}$), выполненных контактной сваркой и аргонодуговой точечной сваркой плавящимся электродом**

Сварка	Контактная			Аргонодуговая точечная			
	АМг2П	АМг2М		АМг2П		(СвАМг3)	(Св1557)
Толщина элементов, мм	1	1,5	2	1+1	1+2	1,5+1,5	2+2
Расчетное сопротивление $R^{св}_{точки}$, Н/точка	800	1300	2000	2000	2400	3000	3400

Примечания: 1. Для контактной сварки указана толщина наиболее тонкого элемента; для дуговой точечной сварки первой указана толщина верхнего элемента.

2. В скобках указана марка сварочной проволоки.

Таблица 27.22 **Расчетное сопротивление на срез для заклепок, поставленных в холодном состоянии в сверленые отверстия**

Марка и состояние алюминия заклепок	$R^{закл}_{ср}$, МПа, для заклепок
АД1Н	35
АМг2Н	70
АМг5пМ*	100
АВТ	100

* Буква «п» обозначает проволоку (прутки) для заклепок и болтов из алюминия марки АМг5

Таблица 27.23 **Расчетное сопротивление на растяжение $R^{б}_{р}$ и на срез $R^{б}_{ср}$ для болтов, поставленных в сверленые отверстия**

Болты	Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетное сопротивление, МПа	
			АМг5п	АВТ1
Повышенной точности	Растяжение	$R^{б}_{р}$	125	160
	Срез	$R^{б}_{ср}$	90	95
Нормальной точности	Растяжение	$R^{б}_{р}$	125	160
	Срез	$R^{б}_{ср}$	80	85

Расчетные сопротивления на срез $R^{закл}_{ср}$ для заклепок, поставленных в холодном состоянии в сверленые или рассверленные отверстия, следует принимать по табл 27.22. Постановка заклепок в продавленные отверстия не допускается. Расчетные сопротивления на растяжение и срез $R^{б}_{р}$ и $R^{б}_{ср}$ для болтов, поставленных в сверленые отверстия, принимаются по табл. 27 23. Расчетные сопротивления на смятие элементов конструкций для соединений на заклепках $R^{закл}_{см}$ и для соединений на болтах $R^{б}_{см}$, поставленных в сверленые отверстия, принимаются по табл. 27.24.

Приведенные в табл. 27.17—27 24 расчетные сопротивления деформируемого алюминия, отливок, сварных, заклепочных и болтовых соединений действительны при расчетных температурах наружного воздуха от 50 до —65° С, за исключением случаев, изложенных ниже. При расчетной температуре наружного воздуха выше 50° С расчетные сопротивления алюминиевых элементов, отливок, сварных соединений, заклепок и болтов следует понижать умножением на коэффициент, равный: для сплавов АД1, АМц — 0,85, для сплавов АМг2, АД31, 1915 и 1925—0,9 независимо от состояния поставки (М, Т и Т1). За расчетную принимается средняя температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки

Таблица 27 24 **Расчетное сопротивление на смятие элементов конструкций для заклепок $R^{закл}_{см}$ и для болтов $R^{б}_{см}$, поставленных в сверленые отверстия**

Марка и состояние алюминия	$R^{закл}_{см}$, МПа	$R^{б}_{см}$, Мпа
АД1М	40	35
АМцМ	65	60
АМг2М	110	100
АМг2П	200	195
АД31Т	90	80
АД31Т1	200	180
1925Т	280	250
1915Т	320	290

Примечание Приведенные в таблице расчетные сопротивления даны для болтов, поставленных на расстоянии $2d$ от оси болта до края элемента. При сокращении этого расстояния до $1{,}5d$ приведенные расчетные сопротивления должны понижаться на 40%

Таблица 27 25 **Модуль упругости и модуль сдвига алюминия при различных температурах**

Модуль	Числовое значение, МПа
Упругости E, действительный при температуре, °С:	
—70	75 000
от —40 до 50	71 000
100	65 000
Сдвига G, действительный при температуре, °С.	
—70	28 000
от —40 до 50	27 000
100	26 000

Примечание При промежуточных значениях температуры значения E и G принимают по интерполяции

(согласно указаниям СНиП по строительной климатологии и геофизике).

В зависимости от назначения элементов алюминиевых конструкций и условий эксплуатации расчетные сопротивления материала и соединений должны умножаться на коэффициенты условий работы: для корпусов и днищ резервуаров — 0,8; для колонн жилых и общественных зданий — 0,9, для сжатых элементов решетки плоских ферм при гибкости $\lambda \leqslant 50$ — 0,9, а при $\lambda > 50$ — 0,75; для сжатых раскосов пространственных решетчатых конструкций из одиночных уголков, прикрепляемых к поясам одной полкой при помощи сварных швов или двух или более заклепок или болтов, поставленных вдоль уголка, — 0,75, а при помощи одного болта или одной заклепки — 0,6, для сжатых элементов из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой (для неравнополочных уголков только узкой полкой), за исключением плоских ферм из одиночных уголков, — 0,6.

Модули упругости и сдвига алюминиевых сплавов приведены в табл. 27.25.

Для большинства алюминиевых сплавов коэффициент Пуассона составляет 0,31—0,33. Для расчетов принимается $\mu = 0{,}3$

Коэффициент линейного расширения α, град$^{-1}$, действительный при температуре от —70 до 100° С, принимается равным 0,000023.

27.4.2. Особенности расчета и конструирования

Центрально-сжатые и центрально-растянутые элементы рассчитывают на прочность по формуле

$$\sigma = N/F_{нт} \leq R, \qquad (27.1)$$

где R — расчетное сопротивление, $F_{нт}$ — площадь сечения элемента нетто.

Устойчивость центрально-сжатых элементов рассчитывают по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F} \leq R, \qquad (27.2)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый в функции от наибольшей гибкости $\lambda = lr$, F — площадь сечения элемента брутто.

Значения коэффициента φ даны в табл. 27.26 и 27.27.

Таблица 27.26 **Коэффициент φ продольного изгиба центрально-сжатых элементов для сечений с двумя осями симметрии (круглая и квадратная труба, двутавр и т. п.)**

Гибкость элемента	Коэффициент φ для элементов из алюминия марок						
	АД1М	АМцМ	АД31Т	АМг2М	АД31Т1, АМг2П	1925Т	1915Т
0	1	1	1	1	1	1	1
10	1	1	1	1	1	1	1
20	1	1	0,995	0,982	0,36	0,915	0,91
30	0,985	0,955	0,93	0,915	0,865	0,838	0,83
40	0,935	0,9	0,88	0,86	0,802	0,77	0,758
50	0,887	0,86	0,835	0,812	0,74	0,696	0,676
60	0,858	0,82	0,793	0,766	0,675	0,615	0,59
70	0,825	0,782	0,75	0,717	0,605	0,53	0,5
80	0,792	0,745	0,706	0,665	0,542	0,44	0,385
90	0,76	0,71	0,656	0,608	0,45	0,348	0,305
100	0,726	0,665	0,61	0,555	0,367	0,282	0,246
110	0,693	0,625	0,562	0,506	0,313	0,233	0,204
120	0,66	0,53	0,518	0,458	0,262	0,196	0,171
130	0,63	0,545	0,475	0,415	0,227	0,167	0,146
140	0,595	0,505	0,435	0,362	0,192	0,144	0,126
150	0,562	0,47	0,4	0,313	0,168	0,125	0,11

Центрально-сжатые элементы со сплошными стенками открытого П-образного сечения, не усиленные и усиленные отбортовками или утолщениями (бульбами) при $\lambda_x < 3\lambda_y$, где λ_x и λ_y — гибкости элемента относительно осей x и y (рис. 27.5), должны укрепляться планками или решеткой.

Для составных центрально-сжатых стержней, ветви которых соединены планками или решетками (при треугольной системе решеток с распорками или без распорок), коэффициент продольного изгиба φ

Таблица 27.27 **Коэффициент φ продольного изгиба центрально-сжатых элементов для сечений с одной осью симметрии (тавр, швеллер, спаренные уголки)**

Гибкость элемента	Коэффициент φ для элементов из алюминия марок						
	АД1М	АМцМ	АД31Т	АМг2М	АД31Т1, АМг2П	1925Т	1915Т
0	1	1	1	1	1	1	1
10	1	1	1	1	0,913	0,967	0,96
20	0,975	0,95	0,94	0,92	0,88	0,867	0,86
30	0,922	0,895	0,878	0,862	0,808	0,79	0,775
40	0,877	0,842	0,822	0,807	0,742	0,715	0,695
50	0,832	0,796	0,773	0,75	0,678	0,638	0,613
60	0,795	0,752	0,725	0,698	0,607	0,56	0,53
70	0,757	0,713	0,68	0,647	0,538	0,482	0,45
80	0,72	0,67	0,635	0,597	0,48	0,413	0,38
90	0,69	0,632	0,588	0,545	0,422	0,348	9,305
100	0,657	0,593	0,543	0,498	0,36	0,282	0,246
110	0,625	0,553	0,5	0,45	0,31	0,233	0,204
120	0,59	0,515	0,46	0,408	0,263	0,196	0,171
130	0,56	0,48	0,42	0,37	0,228	0,167	0,126
140	0,527	0,445	0,385	0,333	0,194	0,144	0,146
150	0,497	0,412	0,352	0,3	0,166	0,125	0,11

должен определяться по приведенной гибкости $\lambda_{пр}$, вычисляемой по табл. 27.28.

Составные элементы из уголков, швеллеров и т. п., соединенных вплотную или через прокладки, рассчитывают как сплошностенчатые при условии, что наибольшие расстояния между их соединениями (прокладками, шайбами и т. п.) для сжатых элементов не превышают $30r$, для растянутых элементов — $80r$ (где r — радиус инерции уголка или швеллера относительно оси, параллельной плоскости расположения прокладок). По длине сжатого элемента следует ставить не менее двух прокладок. За длину сжатого элемента пояса сквозных конструкций (например, ферм) принимается его расчетная длина из плоскости фермы.

Соединительные элементы (планки или решетки) центрально-сжатых составных стержней рассчитывают на условную поперечную силу, принимаемую постоянной по всей длине стержня и определяемую по табл. 27.29.

В случае недонапряжения стержня значение $Q_{усл}$ может быть уменьшено умножением на $N/(F\varphi R)$, но не более чем на 50%.

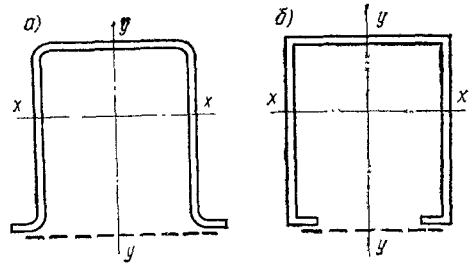
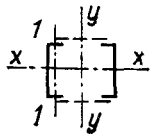
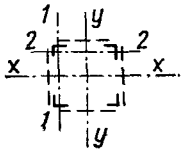
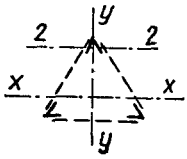


Рис. 27.5. Типы сжатых элементов открытых П-образных сечений со сплошной стенкой

а — с наружной отбортовкой; *б* — с внутренней отбортовкой

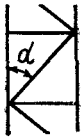
Таблица 27.28. **Приведенные гибкости $\lambda_{пр}$**

Сечение стержня	Соединительные элементы	Приведенные гибкости
	Планки	$\sqrt{\lambda_y^2+\lambda_1^2}$ (27.3)
	Решетки	$\sqrt{\lambda_y^2+k_1\frac{F}{F_{p1}}}$ (27.4)
	Планки	$\sqrt{\lambda^2+\lambda_1^2+\lambda_2^2}$ (27.5)
	Решетки	$\sqrt{\lambda^2+F\left(\frac{k_1}{F_{p1}}+\frac{k_2}{F_{p2}}\right)}$ (27.6)
	Планки	$\sqrt{\lambda^2+2\lambda_2^2}$ (27.7)
	Решетки	$\sqrt{\lambda^2+F\frac{k_1}{F_p}}$ (27.8)

Здесь λ_y — гибкость всего стержня относительно оси $y-y$; λ — наибольшая гибкость всего стержня; λ_1, λ_2 — гибкости отдельных ветвей относительно осей *1—1* и *2—2* на участках между приваренными планками (в свету) или между центрами крайних заклепок; F — площадь сечения всего стержня; F_{p1}, F_{p2} — площади сечения раскосов решеток (в пределах одной панели), лежащих в плоскостях, соответственно перпендикулярных осям *1—1* и *2—2*; F_p — площадь сечения раскосов (в пределах одной панели), расположенных в одной из плоскостей трехгранного стержня; k_1, k_2 — коэффициенты, принимаемые в зависимости от угла α_1 или α_2 между раскосом решетки и ветвью (см. эскиз) соответственно в плоскостях, параллельных осям *1—1* и *2—6*, равными при:

$\alpha_1(\alpha_2)=30°$; $40°$; $45-60°$

$k_1(k_2)=45$; 31; 27



Соединительные планки (рис. 27.6) рассчитываются как элементы безраскосных ферм на:

а) силу, срезывающую планку, по формуле

$$T=(Q_п\,l)/c; \qquad (27.9)$$

б) момент, изгибающий планку в ее плоскости:

для двух- или четырехпоясного элемента

$$M=(Q_п\,l)/2; \qquad (27.10)$$

для трехпоясного элемента

$$M={}^2/_3\,(Ql). \qquad (27.11)$$

Примечания: 1. Формулы (27.3), (27.5) и (27.7) справедливы при отношении погонных жесткостей планки и ветви $i_{пл}/i_в \geqslant 3$. При $i_{пл}/i_в<3$ должно быть учтено влияние податливости планки на величину приведенной гибкости.

2. Формулы (27.7) и (27.8) имеют силу при равностороннем сечении стойки.

3. Гибкость отдельных ветвей λ_1 и λ_2 на участке между планками должна быть не более 30.

4. При наличии в одной из плоскостей вместо планок сплошного листа (см. рис. 27.5) гибкость ветви вычисляют по радиусу инерции полусечения относительно его оси, перпендикулярной плоскости планок. В составных стержнях с решетками гибкость отдельных ветвей на участках между узлами не должна превышать приведенную гибкость $\lambda_{пр}$ стержня в целом.

Здесь $Q_п$ — условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости. Для трехгранного элемента $Q_п=0{,}68Q_{усл}$.

Предельные максимальные гибкости сжатых элементов принимаются по табл. 27.30, растянутых — по табл. 27.31.

Данные таблицы относятся к элементам с сечением, симметричным относительно действия сил. При сечениях, несимметричных относительно действия сил, предельные гибкости уменьшают на 30%.

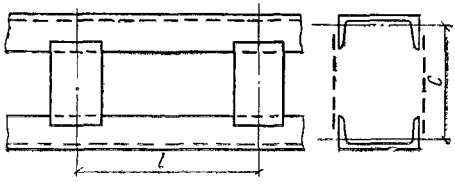


Рис. 27.6. Составной стержень на планках

Таблица 27.29. **Условные поперечные силы $Q_{усл}$, H**

Конструкция из алюминия марок и состояний	Значение условной поперечной силы, H
АД1М, АД31Т, АМг2М АД31Т1, АМг2П 1925Т, 1915Г	$100F$* $200F$ $300F$

* F — площадь брутто всего сечения, см².

Таблица 27.30. **Предельная гибкость λ сжатых элементов**

Элементы конструкции	Предельная гибкость
Пояса, опорные раскосы и стойки ферм, передающие опорные реакции	100
Прочие элементы ферм	120
Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т. п.), элементы решетки колонн	120
Связи	150
Стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие неработающие элементы	150
Элементы ограждающих конструкций, симметрично нагруженные	100
То же, несимметрично нагруженные (например, крайние и угловые стойки витражей и т. д.)	70

Расчетные длины элементов алюминиевых конструкций принимают, как и для стальных конструкций (см. гл. 4).

Гибкость растянутых элементов проверяется только в вертикальной плоскости. При проверке гибкости растянутых стержней перекрестной решетки из одиночных уголков радиус инерции принимается относительно оси параллельной полке уголка.

Стержни перекрестной решетки в месте пересечения должны быть скреплены между собой.

Для растянутых раскосов стропильных ферм с незначительными усилиями, в которых при неблагоприятном расположении

Таблица 27.31. **Предельная гибкость λ растянутых элементов**

Элементы конструкции	Предельная гибкость	
	при непосредственном воздействии динамической нагрузки	при воздействии статической нагрузки
Пояса и опорные раскосы ферм	200	300
Прочие элементы ферм	300	300
Связи (кроме элементов, подвергающихся предварительному натяжению)	300	300

нагрузки может изменяться знак усилия, предельная гибкость принимается, как для сжатых элементов, при этом соединительные прокладки должны устанавливаться не реже чем через 40 r.

Внецентренно-сжатые элементы. Устойчивость внецентренно-сжатых элементов проверяют в плоскости и из плоскости действия момента. Устойчивость внецентренно-сжатых стержней постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, проверяют по формуле

$$N/(\varphi^{вн} F) \leq R, \qquad (27.12)$$

где N — продольная сила, приложенная с эксцентрицитетом $e=M/N$; F — площадь поперечного сечения элемента брутто; $\varphi^{вн}$ — коэффициент, определяемый:

для сплошностенчатых стержней — по табл. 27.32 в зависимости от условной гибкости стержня $\bar{\lambda}=\lambda\sqrt{R/E}$ и приведенного эксцентрицитета $m_1=\eta m$, где m — относительный эксцентрицитет; η — коэффициент влияния формы сечения (по табл. 27.34);

для сквозных стержней $\varphi^{вн}$ — по табл. 27.33 в зависимости от $\bar{\lambda}$ и m;

для сплошностенчатых стержней $m=e=(F/W)$, (где W вычисляется для наиболее сжатого волокна);

Таблица 27.32. **Коэффициенты $\varphi^{вн}$ для сплошностенчатых стержней**

$\bar{\lambda}$	Коэффициенты $\varphi^{вн}$ при приведенном эксцентрицитете																				
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1	1,2	1,5	2	2,5	3	4	5	6	7	8	9	10
0,5	990	980	937	937	905	880	850	820	767	725	657	567	500	445	360	302	257	225	203	182	165
1	947	907	872	837	807	778	752	725	680	637	583	505	445	394	323	272	235	205	186	167	151
1,5	880	832	793	758	726	700	670	647	607	570	518	452	398	355	292	247	215	188	171	153	140
2	817	765	723	687	656	627	602	580	540	507	463	405	358	320	265	227	197	175	158	142	130
2,5	750	695	652	617	587	560	536	515	482	452	413	362	322	290	242	208	182	162	146	132	121
3	677	618	578	545	517	495	472	455	425	400	367	323	290	262	220	192	167	150	135	123	114
3,5	593	542	505	475	453	434	415	398	371	355	325	288	260	214	202	175	155	140	126	116	108
4	505	463	435	412	393	378	362	350	327	312	288	257	233	312	184	159	144	130	117	109	101
4,5	425	395	374	356	342	328	315	306	288	275	255	230	210	193	167	146	132	121	110	102	095
5	358	338	320	307	295	285	275	268	253	242	227	205	190	175	152	135	123	113	103	096	090
5,5	303	287	276	265	257	248	242	235	225	215	202	185	172	160	140	125	115	105	097	090	085
6	257	246	238	230	223	218	213	208	198	192	180	166	155	145	128	115	106	097	090	085	080
6,5	222	212	207	202	197	191	187	183	175	170	161	148	141	132	117	107	097	090	085	080	075
7	192	187	181	177	172	168	165	161	155	150	145	135	128	120	108	098	090	085	080	075	070
8	149	145	142	137	137	134	132	129	126	123	120	112	107	100	091	085	080	077	072	067	062
9	120	117	115	113	111	110	108	107	105	102	100	094	090	086	080	076	072	067	063	059	055
10	097	095	093	092	091	090	088	087	085	084	082	080	077	075	070	067	062	060	056	052	048

Примечания: 1. Значения коэффициентов в таблице увеличены в 1000 раз.

2. Значения $\varphi^{вн}$ принимаются не выше значений φ, приведенных в табл. 27.26 или 27.27 для соответствующих схем сечений.

Таблица 27.33. **Коэффициенты $\varphi^{вн}$ для сквозных стержней**

$\bar{\lambda}$	Коэффициенты $\varphi^{вн}$ при относительном эксцентрицитете																				
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1	1,2	1,5	2	2,5	3	4	5	6	7	8	9	10
0,5	950	888	825	755	718	660	635	605	540	495	436	370	320	282	232	196	170	157	143	122	110
1	882	810	756	693	660	609	582	548	496	453	405	342	296	262	213	182	155	145	130	113	098
1,5	827	753	694	643	607	568	534	507	458	420	375	318	275	243	198	170	144	134	120	105	090
2	773	700	640	593	558	523	492	468	423	390	347	294	257	227	185	159	135	125	112	100	084
2,5	712	637	585	543	508	477	450	427	390	358	320	273	240	213	173	150	127	117	105	095	079
3	640	575	530	488	458	430	408	387	355	327	294	253	222	198	163	142	121	111	100	092	075
3,5	565	507	467	432	410	385	365	350	321	297	270	232	206	185	155	133	115	106	095	087	072
4	490	442	410	382	363	343	327	313	290	269	247	213	190	172	145	125	110	100	090	083	070
4,5	418	382	357	335	320	304	290	280	260	243	223	195	177	160	135	117	105	094	086	080	067
5	353	328	309	293	280	268	257	249	233	219	202	178	162	148	127	110	098	089	082	076	064
5,5	300	282	267	255	245	237	228	222	208	197	183	163	150	137	120	105	094	084	077	072	062
6	256	242	233	223	216	210	202	197	187	178	166	150	138	128	112	098	090	080	073	068	060
6,5	220	210	205	197	190	185	182	175	167	160	150	136	127	118	103	094	085	076	070	065	058
7	192	186	180	173	169	165	162	157	150	145	136	125	117	108	096	090	081	072	067	062	056
8	150	145	142	139	135	133	130	127	122	120	112	105	100	092	086	082	072	065	060	056	052
9	120	117	115	112	110	108	107	105	101	098	095	090	087	081	077	073	065	058	055	050	048
10	097	096	095	093	092	091	090	087	085	083	082	080	076	071	068	064	057	052	048	044	044

Примечания: 1. Значения коэффициентов $\varphi^{вн}$ в таблице увеличены в 1000 раз.
2. Значения $\varphi^{вн}$ принимаются не выше значений φ, приведенных в табл. 27.27.

для сквозных стержней с решетками или планками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, относительный эксцентрицитет равен:

$$m_x = e_x \frac{Fy_1}{J_x}$$

или

$$m_y = e_y \frac{Fx_1}{J_y},$$

где x_1 и y_1 — расстояния от оси y—y или x—x до оси наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до оси стенки ветви.

Приведенная гибкость $\lambda_{пр}$ для сквозных стержней определяется по формулам 27.28.

При приведенном эксцентрицитете $m_1 > 10$ проверка устойчивости по формуле (27.12) не требуется.

Расчетные значения изгибающих моментов M, необходимые для вычисления эксцентрицитета $e = M/N$, принимаются равными:

для стержней постоянного сечения рамных систем — наибольшему моменту в пределах длины стержней;

для ступенчатых стержней—максимальному моменту на длине участка постоянного сечения;

для консолей — моменту в заделке;

для стержней с шарнирно-опертыми концами, имеющих одну плоскость симметрии, совпадающую с плоскостью изгиба, — моменту, определяемому по формулам табл. 27.35.

Прочность сплошностенчатых внецентренно-сжатых (сжато-изогнутых), а также внецентренно-растянутых (растянуто-изогнутых) элементов проверяется по формуле

$$\frac{N}{F_{нт}} \pm \frac{M_x}{J_{xнт}} y \pm \frac{M_y}{J_{yнт}} x \leqslant R, \qquad (27.13)$$

где x и y — координаты рассматриваемой точки сечения относительно его главных осей.

В составных стержнях каждая ветвь проверяется по формуле (27.13) при соответствующих значениях N, M_x, M_y — абсолютных значениях продольной силы и изгибающих моментов относительно осей x—x и y—y. При отсутствии ослабления сечения и при одинаковых значениях изгибающих моментов, принимаемых в расчетах на прочность и устойчивость, проверка сжато-изогнутых элементов на прочность не требуется при приведенном эксцентрицитете $m \leqslant 10$.

Устойчивость внецентренно-сжатых элементов постоянного сечения из плоскости действия момента при их изгибе в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$), совпадающей с плоскостью симметрии, проверяется по формуле

$$N/c\varphi_y F \leqslant R, \qquad (27.14)$$

где φ_y — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 27.26; c — определяется по формуле

$$c = \beta/(1 + \alpha m_x), \qquad (27.15)$$

где α и β — коэффициенты, принимаемые по табл. 27.36.

При определении m_x за расчетный момент M_x принимается:

для стержня с концами, закрепленными от смещения перпендикулярно плоскости действия момента, — максимальный момент в пределах средней трети длины (но не менее половины наибольшего по длине стержня момента);

для консолей — момент в заделке.

При $\lambda_y > \lambda_c$ коэффициент c не должен превышать: для стержней замкнутого сечения — единицы; для стержней двоякосимметричного двутаврового сечения — значений, указанных в табл. 27.37.

Внецентренно-сжатые элементы при изгибе в плоскости наименьшей жесткости ($J_y < J_x$ и $J_x \neq 0$), при $\lambda_x > \lambda_y$ кроме проверки по формуле (27.12) должны проверяться на устойчивость из плоскости действия момента как центрально-сжатые стержни по формуле

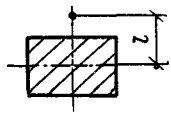
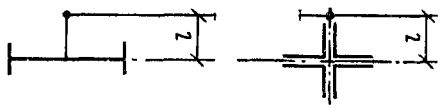
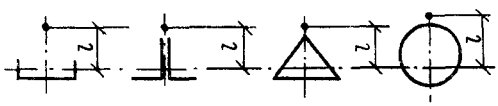
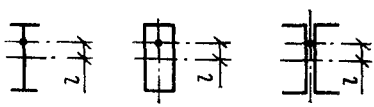
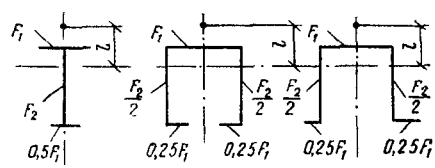
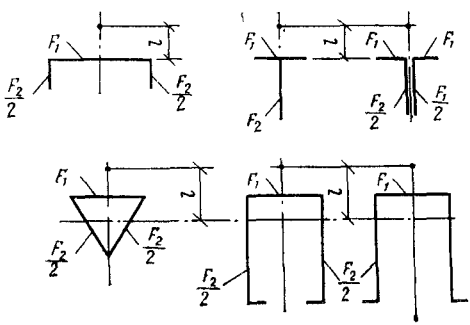
$$N/(\varphi_x F) \leqslant R, \qquad (27.16)$$

где φ_x — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 27.26.

Примечание. При $\lambda_x < \lambda_y$ проверка устойчивости из плоскости действия момента не требуется.

В составных внецентренно-сжатых элементах с решетками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, кроме проверки стержня в целом по формуле (27.12) должны быть проверены отдельные ветви как центрально-сжатые стержни по формулам (27.1) и (27.2). Продольная сила в каждой ветви определяется при этом с учетом дополнительного усилия $N^{в}_{доп}$ от изгибающего момента; это усилие при параллельных ветвях (поясах) определяют по формуле $N^{в}_{доп} = M/h$, где h — расстояние между осями ветвей (поясов). При

Таблица 27.34. **Коэффициенты η влияния формы сечения для вычисления приведенного эксцентриситета $m_1 = \eta m$**

Тип сечения	Схема	$\frac{F_1}{F_2}$	Значение η при $0 < \bar{\lambda} < 5$, $0,1 < m < 5$	$0 < \bar{\lambda} < 5$, $5 < m < 20$	$\bar{\lambda} > 5$, $0,1 \leq m \leq 20$
1		—	1	1	1
2		—	$0,8+0,4\bar{\lambda}$	1	1
3		—	$1,3-0,6\bar{\lambda}$	$1,2-0,04\bar{\lambda}$	1
4		—	$1,75-0,13\bar{\lambda}$	$1,5-0,08\bar{\lambda}$	1,1
5		≤ 1	$1,8-0,12\bar{\lambda}$	$1,6-0,08\bar{\lambda}$	1,2
		>1	$2-0,1\bar{\lambda}$	$1,9-0,08\bar{\lambda}$	1,5
6		0,5	$1,5+0,04m$	1,7	1,7
		1	$1,75+0,15m$	2,5	2,5
		1,5	$2,25+0,25m$	3,5	3,5

аналогичной проверке отдельных ветвей составных элементов с планками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, должен учитываться местный изгиб ветвей от фактической поперечной силы (как в поясах безраскосной фермы).

Таблица 27.35. **Расчетные моменты M для стержней с шарнирно-опертыми концами**

Относительный эксцентриситет m	Значение M при гибкости	
	$\bar{\lambda}<4$	$\bar{\lambda}\geqslant 4$
$m\leqslant 3$	$M=M_2=M_{макс}-\frac{\lambda}{4}(M_{макс}-M_1)$	$M=M_1$
$3<m<10$	$M=M_2+\frac{m-3}{7}\times(M_{макс}-M_2)$	$M=M_1+\frac{m-3}{7}\times(M_{макс}-M_1)$
$m\geqslant 10$	$M=M_{макс}$	$M=M_{макс}$

В таблице $M_{макс}$ — наибольший изгибающий момент в пределах длины стержня; M_1 — наибольший изгибающий момент в пределах средней трети длины стержня, но не менее $0{,}5M_{макс}$; M_2 — расчетный момент при $m\leqslant 3$ и $\lambda<4$; m — относительный эксцентриситет, принимаемый $m=(M_{макс}/N)\cdot(F/W)$.

Во всех случаях принимается $M\geqslant 0{,}5M_{макс}$.

Изгибаемые элементы. Прочность при изгибе в одной из главных плоскостей проверяется по формулам:

$$\frac{M}{W_{нт}}\leqslant R;\quad \frac{QS}{J\delta}\leqslant R_{ср}, \qquad (27.17)$$

где S — статический момент (брутто) сдвигающейся части сечения относительно нейтральной оси; δ — толщина стенки.

При изгибе стержня в двух плоскостях его прочность проверяется по формуле

$$\frac{M_x}{J_{xнт}}y\pm\frac{M_y}{J_{yнт}}x\leqslant R, \qquad (27.18)$$

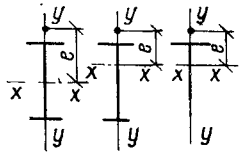
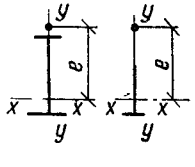
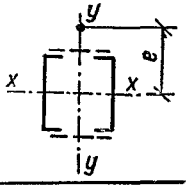
где x и y — координаты рассматриваемой точки сечения относительно его главных осей; $J_{x\,нт}$ и $J_{y\,нт}$ — моменты инерции сечения нетто относительно его осей соответственно x—x, y—y.

В отличие от стальных конструкций, где предусматривается расчет как в упругой, так и в упругопластической стадии, в конструкциях из алюминиевых сплавов расчет ведется только по упругой стадии.

Общая устойчивость балок при изгибе проверяется по формуле

$$M/(\varphi_\sigma W)\leqslant R, \qquad (27.19)$$

Таблица 27.36. **Коэффициенты α и β в формуле (27.15)**

Относительный эксцентриситет		Открытые сечения двутавровые и тавровые		Замкнутые сечения сплошные или с решетками (планками)
				
α при	$m\leqslant 1$	0,8	$1-0{,}2\frac{J_2}{J_1}$	0,6
	$1<m\leqslant 5$	$0{,}8+0{,}05(m-1)$	$1-[0{,}2-0{,}05(m-1)]\frac{J_2}{J_1}$	$0{,}6+0{,}05(m-1)$
	$m>5$	1	1	0,8
β при $\lambda_y\leqslant\lambda_c$		1	1	1
β при $\lambda_y>\lambda_c$		φ_c/φ_y	$1-\left(1-\frac{\varphi_c}{\varphi_y}\right)\times\left(2\frac{J_2}{J_1}-1\right)$ при $\frac{J_2}{J_1}<0{,}5$ $\beta=1$	φ_c/φ_y

Здесь J_1 и J_2 — моменты инерции соответственно большей и меньшей полок относительно оси симметрии сечения y—y; λ_c — наименьшее значение гибкости стержня, при котором центрально-сжатый стержень теряет устойчивость в упругой стадии; $\lambda_c=3{,}8\sqrt{E/R}$; φ_c — коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. 27.26 при λ_c в зависимости от марки алюминия.

Примечание. Применение коэффициентов, установленных для стержней замкнутого сечения, допускается только при наличии не менее двух промежуточных диафрагм по длине стержня. В противном случае следует применять коэффициенты, установленные для стержней открытого двутаврового сечения.

Таблица 27.37. **Наибольшие значения коэффициента c при $\lambda_y > \lambda_c$**

$l\delta_1/bh$	Значение коэффициента c при M/Nh												
	0	0,15	0,3	0,45	0,6	0,75	0,9	1,05	1,2	1,35	1,5	2,25	3
0,1	1	0,88	0,69	0,56	0,46	0,39	0,34	0,3	0,27	0,24	0,22	0,15	0,12
0,5	1	0,89	0,73	0,59	0,5	0,42	0,37	0,32	0,3	0,27	0,24	0,17	0,13
0,8	1	0,91	0,77	0,64	0,54	0,47	0,41	0,36	0,33	0,3	0,27	0,19	0,15
1	1	0,93	0,8	0,67	0,58	0,5	0,44	0,39	0,35	0,32	0,3	0,21	0,16
1,5	1	0,95	0,85	0,74	0,66	0,58	0,52	0,47	0,43	0,37	0,35	0,26	0,2
2	1	0,97	0,9	0,8	0,73	0,66	0,6	0,54	0,5	0,45	0,42	0,31	0,24
2,5	1	0,99	0,92	0,85	0,78	0,72	0,66	0,61	0,56	0,52	0,49	0,36	0,28

Здесь h — высота сечения; b и δ_1 — ширина и толщина более сжатого пояса.

где M и W — изгибающий момент и момент сопротивления сечения в плоскости наибольшей жесткости.

Для двоякосимметричного двутавра коэффициент

$$\varphi_\sigma = \psi (J_y/J_x)(h/l)^2 10^3,$$

где ψ — коэффициент, принимаемый по табл. 27.38, в зависимости от значения параметра α, определяемого по формуле

$$\alpha = 1{,}54\ (J_к/J_y)(l/h)^2,$$

где $J_к = \frac{\gamma_0}{3} \Sigma b_i \delta_i^3$ — момент инерции при кручении; b_i и δ_i — ширина и толщина прямоугольников, образующих сечение; $\gamma_0 = 1{,}3$ для двутавра; $\gamma_0 = 1{,}2$ для тавра.

Таблица 27.38. **Коэффициент ψ для балок из алюминия с расчетным сопротивлением $R = 100$ МПа**

α	Коэффициент ψ для балок без закрепления в пролете				При наличии не менее двух промежуточных закреплений верхнего пояса, делящих пролет на равные части независимо от места приложения нагрузки
	при сосредоточенной нагрузке, приложенной к поясу		при равномерно распределенной нагрузке, приложенной к поясу		
	верхнему	нижнему	верхнему	нижнему	
0,1	0,28	0,8	0,26	0,61	0,34
0,4	0,28	0,81	0,26	0,61	0,35
1	0,3	0,82	0,27	0,62	0,36
4	0,36	0,87	0,32	0,67	0,41
8	0,42	0,94	0,37	0,73	0,47
16	0,54	1,07	0,48	0,84	0,56
24	0,64	1,17	0,57	0,92	0,64
32	0,73	1,27	0,65	1	0,71
48	0,9	1,42	0,78	1,14	0,83
64	1,04	1,57	0,9	1,27	0,95
80	1,17	1,7	1	1,37	1,04
96	1,28	1,8	1,11	1,47	1,13
128	1,5	2,01	1,28	1,65	1,26
160	1,69	2,22	1,44	1,8	1,43
240	2,1	2,62	1,8	2,16	1,74
320	2,44	2,97	2,09	2,4	2
400	2,75	3,28	2,33	2,68	2,22

Примечание. При одном закреплении в середине пролета различаются следующие случаи: сосредоточенная сила в середине пролета независимо от уровня приложения $\psi = 1{,}75\psi^*$; сосредоточенная сила в четверти пролета или равномерно распределенная нагрузка, приложенная к верхнему поясу, $\psi = 1{,}14\psi^*$; сосредоточенная сила в четверти пролета, приложенная к нижнему поясу, $\psi = 1{,}6\psi^*$; равномерно распределенная по нижнему поясу нагрузка $\psi = 1{,}3\psi^*$. Здесь под ψ^* понимается значение ψ по последней графе.

При расчетных сопротивлениях, не равных 100 МПа, значения ψ, определенные по табл. 27.38, умножаются на отношение $100/R$.

Коэффициент ψ для консолей двутаврового сечения принимают по табл. 27.39.

Таблица 27.39. **Коэффициент ψ для консолей двутаврового сечения из алюминия с расчетным сопротивлением $R = 100$ МПа**

α	Коэффициенты ψ при нагрузке, приложенной к поясу		α	Коэффициенты ψ при нагрузке, приложенной к поясу	
	верхнему	нижнему		верхнему	нижнему
4	0,25	1,04	14	0,53	1,18
6	0,32	1,07	16	0,58	1,2
8	0,37	1,1	24	0,72	1,3
10	0,43	1,12	32	0,85	1,38
12	0,48	1,15	40	0,94	1,44
			100	1,44	1,92

Примечание. При расчетных сопротивлениях, не равных 100 МПа, значения ψ, определенные по таблице, умножаются на отношение $100/R$.

Проверка общей устойчивости балок не требуется:

а) при передаче статической нагрузки через сплошной жесткий настил соединений со сжатым поясом балки;

б) для балок двутаврового сечения при отношении расчетной длины балки l к ширине сжатого пояса b, не превышающем значений, приведенных в табл. 27.40.

Проверка местной устойчивости стенок и поясных листов в изгибаемых и сжатых элементах

Стенки балок. Местная устойчивость стенок балок при отсутствии непосредственного воздействия подвижной нагрузки на верхний пояс считается обеспеченной, если наибольшие отношения расчетной высоты стенки h_0 к толщине δ стенки не превосходят значений, приведенных в табл. 27.41.

Таблица 27.40 **Наибольшие отношения l/b, при которых не требуется проверка устойчивости балок**

Балки	h/b	Наибольшие значения l/b для балок с соотношением размеров					
		$h/\delta_1=100$			$h/\delta_1=50$		
		при нагрузке, приложенной к поясу		при наличии связей в пролете независимо от места приложения нагрузки	при нагрузке, приложенной к поясу		при наличии связей в пролете независимо от места приложения нагрузки
		верхнему	нижнему		верхнему	нижнему	
Прессованные и сварные	2	11	17	13	11	19	13
	5	9	15	11	9	15	11
	10	7	11	9	7	11	9
Клепаные	2	13	19	15	15	21	15
	5	11	15	11	11	17	13
	10	9	15	11	9	15	11

Здесь l — расчетная длина балки, равная расстоянию между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений (узлы продольных или поперечных связей, точки опирания жесткого настила); при отсутствии связей l — пролет балки; b и δ_1 — ширина и толщина сжатого пояса; h — полная высота сечения балки.

Примечания: 1. Значения l/b в таблице определены для балок из алюминия с расчетным сопротивлением $R=100$ МПа. Для балок из алюминия с другим расчетным сопротивлением значения l/b, определенные по таблице, умножаются на $10/\sqrt{R}$.

2. На балки с менее развитым сжатым поясом данные таблицы не распространяются.

3. Применение балок высотой $h>5b$ допускается только при соответствующем обосновании.

Таблица 27.41. **Значения h_0/δ для балок**

Расчетное сопротивление	Значение h_0/δ для балки	
	сварной или прессованной	клепаной
50	70	100
100	65	95
150	60	80
200	55	70
250	50	65
300	45	60

Стенки балок должны укрепляться поперечными ребрами жесткости при отношении $h_0/\delta>60$.

Для проверки устойчивости стенки балки симметричного сечения при отсутствии подвижной нагрузки на верхнем поясе балки и при наличии только поперечных ребер жесткости пользуются формулами:

$$\left.\begin{aligned} &\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2}\leqslant\vartheta,\\ &\text{где } \sigma_0=2{,}1\left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2;\\ &\tau_0=0{,}42+\frac{0{,}32}{\mu_2}\left(\frac{100\delta}{d}\right)^2;\end{aligned}\right\}\quad(27.20)$$

d — меньшая сторона пластинки; μ — отношение большей к меньшей стороне;

$$\left.\begin{aligned} &\vartheta=1-\frac{140}{9\,(1{,}4+R)}\times\\ &\times\left(\frac{\sigma_i}{R}-0{,}7\right)^2;\\ &\sigma_i=\sqrt{\left(\frac{2}{3}\,\sigma\right)^2+3\tau^2}<R.\end{aligned}\right\}\quad(27.21)$$

При $\sigma_i/R\leqslant0{,}7$ принимается $\vartheta=1$; $\sigma_i/R>1$ не допускается.

При наличии продольного ребра, расположенного на расстоянии b_1 от сжатой кромки отсека, ведется проверка двух отсеков, разделенных продольным ребром.

Проверка ведется по формуле

$$\left.\begin{aligned} &\frac{\sigma}{\sigma_{01}}+\left(\frac{\tau}{\tau_{01}}\right)^2\leqslant\nu,\\ &\text{где } \sigma_{01}=\frac{0{,}32}{1-\dfrac{b_1}{h_0}}\left(\frac{100\delta}{b_1}\right)^2.\end{aligned}\right\}\quad(27.22)$$

Значение ϑ определяется по формуле (27.21), но при этом

$$\sigma_i=\sqrt{\left(1-\frac{b_1}{h_0}\right)\sigma^2+3\,(0{,}9\tau)^2}\,.$$

Второй отсек проверяется по формуле

$$\sqrt{\frac{\sigma^2\left(1-2\dfrac{b_1}{h_0}\right)^2}{\sigma_{02}^2}+\left(\frac{\tau}{\tau_{02}}\right)}<1,\quad(27.23)$$

$$\text{где } \sigma_{02}=\frac{0{,}38}{\left(0{,}5-\dfrac{b_1}{h_0}\right)^2}\left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2;$$

τ_{02} — определяется по формуле (27.20) критических напряжений τ_0 с подстановкой в нее фактических размеров проверяемого отсека; h_0 — расчетная высота стенки в клепаных конструкциях, равная расстоянию между ближайшими к оси стенки рисками поясных уголков; в сварных конструкциях — полной высоте стенки; в прессованных профилях — расстоянию между началами внутренних закруглений стенки.

Устойчивость стенок центрально-сжатых и сжато-изогнутых элементов. В центрально-сжатых стержнях наибольшие допусти-

Таблица 27.41а. **Наибольшие допустимые отношения h_0/δ**

$\bar{\lambda}$	Значения h_0/δ для сечений		
	h_0, h_0	h_0	h_0
<1	$\frac{44}{\sqrt{1,4+R}}$	$\frac{50}{\sqrt{1,4+R}}$	$\frac{55}{\sqrt{1,4+R}}$
$\geqslant 5$	$\frac{60}{\sqrt{R}} \leqslant 100$	$\frac{67}{\sqrt{R}} < 100$	$\frac{93}{\sqrt{R}} < 100$

мые отношения высоты стенки к толщине зависят от значения $\bar{\lambda}$, типа сечения и марки сплава (табл. 27.41а).

Для двутавровых сечений h_0/δ увеличивается на 25%, но принимается не более 100. Предельные значения h_0/δ между $\bar{\lambda}=1$ и $\bar{\lambda}=5$ принимаются по линейной интерполяции. Приведенные значения h_0/δ относятся к прессованным и сварным сечениям, для клепаных сечений h_0/δ увеличивается на 5%.

Местная устойчивость вертикальных стенок сжато-изогнутых элементов устанавливается в зависимости от геометрических параметров (h_0 и δ) и характера напряженного состояния.

Наибольшее отношение h_0/δ определяется в зависимости от $\alpha=(\sigma-\sigma')/\sigma$ (где σ — сжимающее напряжение у расчетной границы стенки без учета коэффициентов $\varphi^{вн}$, $\varphi^{вн}_{xy}$ и $c\varphi$, σ — соответствующее напряжение у противоположной границы стенки). При $\alpha=0,5$ значение h_0/δ принимается как для центрально-сжатых стержней. При $\alpha>1$ должно соблюдаться условие $h_0/\delta \leqslant 100\sqrt{k_3/\sigma}$, где k_3 берется по табл. 27.42.

Таблица 27.42. **Значения k_3 в зависимости от α**

α	1	1,2	1,4	1,5	1,8	2
k_3	0,74	0,89	1,09	1,4	1,75	2,1

В интервале $0,5<\alpha<1$ принимается линейная интерполяция значений h_0/δ, найденных для $\alpha=0,5$ и $\alpha=1$.

По условиям габаритов колонн бывает выгодно принять h_0 не соответствующим указанным выше значениям h_0/δ; в этом случае вертикальная стенка укрепляется продольным ребром жесткости, расположенным посередине стенки. При таком решении наиболее напряженная часть стенки, расположенная между поясом и ребром, рассматривается как самостоятельная пластинка.

Свесы b/δ поясных листов и полок сжатых, сжато-изогнутых и изгибаемых элементов определяются в зависимости от типа сечений и марки сплава. В табл. 27.43 приведены предельные значения b/δ для некоторых типов сечений и значения $\bar{\lambda}$.

Значение b/δ между $\bar{\lambda}=1$ и $\bar{\lambda}=5$ принимается по линейной интерполяции. При недонапряжении указанные в таблице отношения свесов b/δ умножаются на коэффициент $\sqrt{\frac{R\varphi^*}{\sigma}}$, где φ^* — наименьшее из значений φ, $\varphi^{вн}$, $\varphi^{вн}_{xy}$, $c\varphi$; σ — фактическое напряжение.

В случае, когда свободные свесы профилей утолщаются (бульбовые профили), отношение b'/δ определяется в зависимости от диаметра бульбы или высоты утолщения кромки D бульбы и толщины свеса δ ум-

Таблица 27.43. **Предельные значения b/δ для центрально-сжатых и сжато-изогнутых элементов**

$\bar{\lambda}$	Значения b/δ для сечений		
	b, b	b, b, b	b, b
<1	$\frac{16,4}{\sqrt{1,4+R}}$	$\frac{18}{\sqrt{1,4+R}}$	$\frac{16,4}{\sqrt{1,4+R}}$
$\geqslant 5$	$\frac{19}{\sqrt{R}} \leqslant 25$	$\frac{21}{\sqrt{R}} \leqslant 25$	$\frac{22}{\sqrt{R}} \leqslant 25$

ножением отношений b/δ на коэффициент k:

$$b'/\delta = k\frac{b}{\delta} = k\beta,$$

где k принимается по табл. 27.44 в зависимости от значений β, $\gamma_1 = D/\delta$ и $\bar{\lambda}$.

Таблица 27.44. Значения коэффициента k

Сечение	β	γ_1	Значение коэффициента k при гибкости $\bar{\lambda}$	
			1	5
Швеллер, двутавр	$7{,}5 \leqslant \beta \leqslant 12$	2,5 3 3,5	1,06 1,24 1,46	1,35 1,69 2,06
	$16 \leqslant \beta \leqslant 20$	2,5 3 3,5	1,04 1,2 1,4	1,28 1,59 1,94
Уголок, тавр, крест	$7{,}5 \leqslant \beta \leqslant 12$	2,5 3 3,5	1,06 1,24 1,46	1,17 1,41 1,67
	$16 \leqslant \beta \leqslant 20$	2,5 2 3,5	1,04 1,2 1,4	1,13 1,35 1,67

Примечание. Для промежуточных значений β от 12 до 16 k определяется по линейной интерполяции.

Устойчивость замкнутых цилиндрических круговых оболочек, равномерно сжатых параллельно образующим, проверяют по формуле

$$\sigma \leqslant m\sigma_{01}, \qquad (27.24)$$

где σ_{01} — меньшее из значений $\varphi^* R$ и $cE\delta/r$; σ — расчетное напряжение; r и δ — радиус срединной поверхности и толщина оболочки; φ^* и c — коэффициенты, принимаемые по табл. 27.45 и 27.46.

При внецентренном сжатии параллельно образующим или чистом изгибе в диаметральной плоскости напряжение σ_{01} увеличивается в $1+0{,}1(1-\sigma'/\sigma)$ раз, где σ' — наименьшее напряжение (растягивающее напряжение считается отрицательным). В случаях, когда $\tau \leqslant 0{,}07\,E\,(\delta/r)^{3/2}$, этим способом можно пользоваться при изгибе с поперечной силой.

При 140 МПа $< R <$ 280 МПа значения φ^* определяют по линейной интерполяции.

Таблица 27.45. Значения коэффициента φ^*

Значение R, МПа	Коэффициент φ^* при r/δ, равном								
	0	25	50	75	100	125	150	200	250
140	1	0,98	0,88	0,79	0,72	0,65	0,59	0,45	0,39
280	1	0,94	0,78	0,67	0,57	0,49	0,42	0,29	—

Таблица 27.46. Значения коэффициента c

r/δ	$\leqslant 50$	100	150	200	250	500
c	0,3	0,22	0,2	0,18	0,16	0,12

Элементы ограждающих конструкций в виде плоских листов, укрепленных ребрами, гофрированных листов и плоских предварительно-напряженных листов рассчитывают с учетом работы листа на сжатие, растяжение и изгиб.

При расчете на прочность сжатого в одном направлении плоского листа, опертого по контуру, в рабочую площадь включается часть листа шириной $2c$ (рис. 27.7):

$$c = 0{,}95t\sqrt{\nu\frac{E}{\sigma}}, \qquad (27.25)$$

где t — толщина листа; σ — напряжение в рабочей площади листа; E — модуль упругости; ν — коэффициент, определяемый по формуле (27.21) в зависимости от отношения σ/R.

При действии продольных и поперечных нагрузок на алюминиевые плиты, усиленные ребрами (рис. 27.8, *а*), в рабочую площадь ребер включается лист на ширине c, определяемой по формуле (27.25).

При расчете плит и панелей из алюминия с $R > 100$ МПа в формуле (27.25) можно σ принимать постоянным и равным $0{,}67\,R$, а $\nu = 1$.

При расчете на прочность гофрированного листа, опертого по контуру и сжимаемого в направлении гофров, при отношении ширины к длине $a/b > 3$ (рис. 27.9, *а*) в рабочую площадь включается часть листа на ширине $2c$:

$$c = 1{,}04\sqrt{\frac{k}{tdR}\left(\sqrt{D_x D_y} + D_{xy}\right)}, \qquad (27.26)$$

где $D_x = EJ_x$;

$$D_y = \frac{k}{d}\,\frac{Et^3}{12(1-\mu^2)};$$

$$D_{xy} = \mu D_y + \frac{d}{k}\,\frac{Gt^2}{6};$$

G — модуль сдвига; J_x — момент инерции на единицу длины относительно нейтральной оси гофра; k и d — шаг и длина по периметру одной полуволны (рис. 27.10); t — толщина листа.

Когда $a/b < 3$ или гофрированный лист разделяется поперечными ребрами на ряд ячеек с соотношением сторон $a/b < 3$ (см. рис. 27.9, *б*),

$$c = 0{,}74 \times \sqrt{\frac{k}{tdR}\left(D_x\frac{b^2}{a^2} + 2D_{xy} + D_y\frac{a^2}{b^2}\right)}. \qquad (27.27)$$

При наличии продольных ребер (рис. 27.11) в рабочую площадь включается площадь ребер и часть листа на ширине c в каждую сторону от ребра.

Гофрированные листы рассчитывают на изгиб как балки. Размеры сжатых граней гофров трапециевидной формы определяют по формуле (27.25).

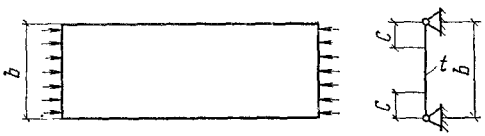


Рис. 27.7. Расчетная схема сжатого тонколистового элемента

b — полная ширина сечения; c — рабочая ширина сечения

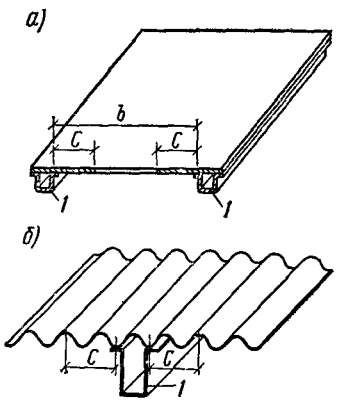


Рис. 27.8. Расчетная схема листов, усиленных продольными ребрами

а — плоский лист; *б* — гофрированный лист; *1* — ребро

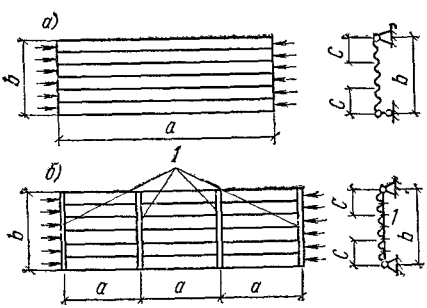


Рис. 27.9. Расчетная схема сжатого гофрированного листа

а — без поперечных ребер жесткости; *б* — с поперечными ребрами жесткости; *1* — ребро жесткости

Прогиб гофрированных листов при изгибе

$$f = \alpha f_0, \qquad (27.28)$$

где f_0 — прогиб гофрированного листа при изгибе, определенный как для простой балки; α — коэффициент, учитывающий увеличение прогиба вследствие деформации поперечного сечения гофрированных листов трапециевидной формы, принимаемый по табл. 27.47, в зависимости от отношения сторон b/a и угла наклона боковых граней (рис. 27.10, *а*).

Для волнистых листов $\alpha = 1$.

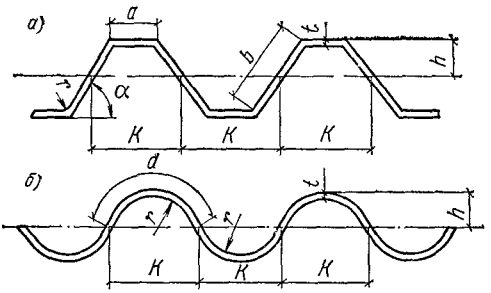


Рис. 27.10. Геометрические параметры гофров

а — трапецеидального; *б* — синусоидального

Таблица 27.47. Значения коэффициента α

b/a	Значение α при угле наклона боковых граней гофра, град			
	45	60	75	90
Более 2	1,1	1,14	1,2	1,3
1,5	1,15	1,2	1,3	1,4
1	1,2	1,25	1,35	1,45
0,5	1,25	1,3	1,4	1,5

При наличии приклеенного жесткого утеплителя $\alpha = 1$.

Гофрированный лист, усиленный продольными ребрами, рассчитывают на прочность и прогиб с учетом включения в работу только части листа на ширине $2c$ (рис. 27.8, *б*), определяемый по формуле (27.26).

Местную устойчивость сжатых горизонтальных граней изгибаемых гофрированных листов трапециевидной формы (см. рис. 27.10, *а*) проверяют с учетом упругого защемления продольных кромок по формуле

$$\sigma \leqslant k_{\text{м}} \zeta E \left(\frac{t}{a}\right)^2, \qquad (27.29)$$

где σ — сжимающие напряжения в грани от внешней нагрузки; $k_{\text{м}}$ — коэффициент, характеризующий геометрию гофра, принимается по табл. 27.48; ζ — коэффициент, учитывающий отклонение работы материала от закона Гука, принимается по табл. 27.49.

Устойчивость наклонных граней трапециевидных гофров при изгибе проверяют с

Таблица 27.48. Значения коэффициента $k_{\text{н}}$

b/a	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,4
$k_{\text{м}}$	5,22	5,15	5,1	5,05	5	4,95	4,88	4,84	4,8	4,72

Таблица 27.49 **Значения коэффициента ζ**

σ_t/R	0,7	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,5	3
ζ	1	0,86	0,76	0,67	0,61	0,56	0,52	0,48	0,41	0,35

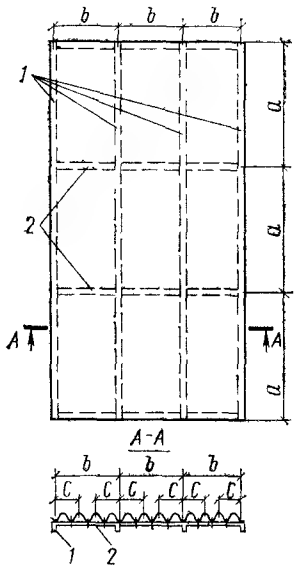


Рис. 27.11. Схема плиты из гофрированного листа с продольными (1) и поперечными (2) ребрами

учетом нормальных, касательных и местных напряжений.

Местную устойчивость волнистых гофрированных листов (см. рис. 27.10, *б*) при изгибе проверяют по формуле

$$\sigma \leqslant 0{,}22\zeta E\frac{t}{r}, \qquad (27.30)$$

а при центральном сжатии — по формуле

$$\sigma \leqslant 0{,}12\zeta E\frac{t}{r}. \qquad (27.31)$$

Местную устойчивость элементов гофрированного листа трапецеидальной формы при центральном сжатии проверяют по формуле

$$\sigma \leqslant 3{,}6\zeta E\left(\frac{t}{b}\right)^2, \qquad (27.32)$$

где ζ — коэффициент (по табл. 27.49); b — ширина большей грани.

27.5. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ

27.5.1. Сварные соединения

При осевом действии усилий на сварное соединение распределение напряжений по длине шва принимается равномерным.

Сварные швы, воспринимающие продольные силы, рассчитывают по формулам табл. 27.50.

Таблица 27.50 **Формулы для расчета сварных швов соединений, воспринимающих продольные усилия**

Тип сварного шва	Напряженное состояние	Расчетная формула
Встык, расположенный перпендикулярно действующей силе	Сжатие	$\frac{N}{l_ш\delta} \leqslant R_c^{св}$
	Растяжение	$\frac{N}{l_ш\delta} \leqslant R_p^{св}$
Угловой	Срез	$\frac{N}{(\beta h_ш l_ш)} \leqslant R_y^{св}$

Здесь N — расчетная продольная сила; δ — наименьшая толщина соединяемых элементов, $l_ш$ — расчетная длина шва, равная его полной длине за вычетом 3δ или $3h_ш$; при выходе шва за пределы соединения (на подкладки и т. п.) за расчетную длину шва принимается его полная длина; $h_ш$ — толщина углового шва, принимается равной катету вписанного равнобедренного треугольника (рис. 27.12); β — коэффициент, принимаемый: при автоматической одно- и двухпроходной сварке 0,9; при автоматической многопроходной сварке, ручной и полуавтоматической с любым числом проходов — 0,7.

Сварные соединения внахлестку двумя лобовыми швами имеют расчетное сопротивление, равное расчетному сопротивлению сварного соединения встык при условии, что лобовые швы наложены по всей толщине свариваемых элементов и концы их выведены за пределы соединения.

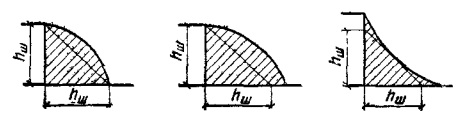


Рис. 27.12. Схема сечений сварных угловых швов

Сварные соединения встык, работающие на изгиб, рассчитывают по формулам, установленным для целого сечения с расчетными сопротивлениями согласно табл. 27.19 и 27.20.

Сварные соединения встык, работающие одновременно на изгиб и срез, проверяют по формуле

$$\frac{\sigma}{2} + \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2} \leqslant R_p^{св}, \qquad (27.33)$$

где $\sigma = \sigma^{св}$ — напряжение в сварном соединении от изгиба; $\tau = \tau^{св}$ — напряжение в сварном соединении от среза.

При одновременном действии в одном и том же сечении углового шва срезываю-

щих напряжений в двух направлениях расчет производят на равнодействующую этих напряжений.

Угловые швы, прикрепляющие элемент, на который действуют одновременно растягивающее усилие и изгибающий момент, рассчитывают по формуле

$$\frac{N}{F_{ш}} \pm \frac{M_x}{J_{x нт}} y \pm \frac{M_y}{J_{y нт}} x \leqslant R, \qquad (27.34)$$

где $F_{ш}$ — расчетная площадь швов, определяемая с учетом возможного разрушения по наименьшему сечению умножением площади поперечного сечения на коэффициент β; $J_{x нт}$, $J_{y нт}$ — расчетный момент инерции периметра швов с учетом уменьшения их площади поперечного сечения; x и y — координаты рассматриваемого сечения шва относительно главных осей соединения.

27.5.2. Заклепочные и болтовые соединения

В заклепочных и болтовых соединениях распределение продольной силы (в стыках или прикреплениях элементов) между заклепками или болтами принимается равномерным.

Заклепочные или болтовые соединения, воспринимающие продольные силы, рассчитывают на срез и смятие заклепок и болтов по формулам табл. 27.51.

Заклепки и болты, работающие одновременно на срез и растяжение, проверяют отдельно на срез и на растяжение.

В креплениях одного элемента к другому через прокладки или иные промежуточные элементы, а также в креплениях с односторонней накладкой число заклепок (болтов) должно быть увеличено против расчета на 10%. При прикреплении выступающих полок уголков или швеллеров коротышами число заклепок (болтов), прикрепляющих одну из полок коротыша, должно быть увеличено против расчета на 50%.

Таблица 27.51. **Формулы для расчета заклепок и болтов, воспринимающих продольные усилия**

Соединения на	Напряженное состояние	Расчетная формула
Заклепках (или болтах)	Срез	$\frac{N}{n n_{ср} \frac{\pi d^2}{4}} \leqslant R_{ср}^{закл}$
	Смятие	$\frac{N}{n d \Sigma\delta} \leqslant R_{см}^{закл}$
Болтах	Растяжение	$\frac{N}{n \frac{\pi d_0^2}{4}} \leqslant R_{р}^{б}$
Заклепках	Отрыв головки заклепки	$\frac{N}{n \pi d h} \leqslant R_{отр}^{закл}$

Здесь N — расчетная продольная сила, действующая на соединение; n — число заклепок или болтов в соединении; $n_{ср}$ — число рабочих срезов одной заклепки или болта; d — диаметр отверстия для заклепки или наружный диаметр стержня болта; d_0 — внутренний диаметр резьбы болта; $R_{отр}^{закл} = R^{закл}$; $\Sigma\delta$ — наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении, $h = 0{,}4\ d$ — высота поверхности отрыва головки (рис. 27.13).

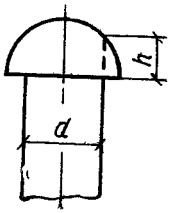


Рис. 27.13. Заклепка с полукруглой головкой

27.5.3. Монтажные соединения на высокопрочных болтах

Монтажные соединения на высокопрочных болтах рассчитывают в предположении передачи действующих в стыках и прикреплениях усилий через трение, возникающее по соприкасающимся плоскостям соединяемых элементов от натяжения высокопрочных болтов. При этом распределение продольной силы между болтами принимается равномерным.

Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов (т. е. каждым контактом рабочих поверхностей), стянутых высокопрочным болтом, определяют по формуле

$$N_б = P f w, \qquad (27.35)$$

где f — коэффициент трения, принимаемый по табл. 27.52; m — коэффициент условий работы болтового соединения, принимаемой равным 0,8; P — осевое усилие натяжения болта.

Таблица 27.52. **Значения коэффициента f**

Способ предварительной обработки соединяемых поверхностей	Значение f для соединяемых элементов конструкций из алюминия
Пескоструйная очистка	0,45
Травление поверхности	0,4
Без обработки (после обезжиривания)	0,15

Осевое усилие натяжения высокопрочных болтов P принимают в зависимости от механических свойств болтов после их термической обработки равным 60% разрушающей нагрузки при разрыве болта и определяют по формуле

$$P = 0{,}6\sigma_в F_{нт}, \qquad (27.36)$$

где $\sigma_в$ — временное сопротивление разрыву стали высокопрочных болтов после терми-

ческой обработки в готовых изделиях; $F_{нт}$ — площадь сечения болта нетто (по резьбе).

27.5.4. Соединения с фрезерованными торцами

В соединениях элементов с фрезерованными торцами (в стыках сжатых элементов и т. п.) сжимающая сила полностью передается через торцы. При этом в сжато-изогнутых элементах стыковые соединения рассчитывают на усилие, равное 25% наибольшей сжимающей силы, и проверяют на наибольшее растягивающее усилие от действия изгибающего момента, соответствующего минимальной продольной силе.

27.5.5. Анкерные болты

В конструкциях из алюминиевых сплавов анкерные болты должны выполняться из стали. Расчет производят по нормам проектирования стальных конструкций.

Перечень ГОСТов на алюминиевые сплавы и полуфабрикаты *

1. ГОСТ 4784—74. Алюминий и сплавы алюминиевые деформируемые. Марки.
2. ГОСТ 8617—75. Профили прессованные из алюминия и алюминиевых сплавов.
3. ГОСТ 18475—73. Трубы катаные и тянутые из алюминия и алюминиевых сплавов. Взамен ГОСТ 4773—65 и ГОСТ 1947—56 в части катаных труб (в части пп. 5.2—5.7, 5.9 взамен ГОСТ 9.011—73).
4. ГОСТ 18482—73. Трубы прессованные из алюминия и алюминиевых сплавов. Взамен ГОСТ 11535—65 и ГОСТ 1947—56 в части труб прессованных (в части пп.5.2—5.7, 5.9 взамен ГОСТ 9.011—73).
5. ГОСТ 21488—76. Прутки прессованные из алюминия и алюминиевых сплавов.
6. ГОСТ 7871—75. Проволока сварочная из алюминия и алюминиевых сплавов.
7. ГОСТ 21631—76. Листы из алюминия и алюминиевых сплавов.
8. ГОСТ 13616—68. Профили прессованные из алюминия и алюминиевых сплавов. Полоса заготовочная П4. Сортамент.
9. ГОСТ 13617—68. Профили прессованные из алюминия и алюминиевых сплавов Бульбоугольники П6500. Сортамент.
10. ГОСТ 13618—68. Профили прессованные из алюминия и алюминиевых сплавов. Угольник фитинговый П1516. Сортамент.
11. ГОСТ 13619—68. Профили прессованные из алюминия и алюминиевых сплавов. Зет фасонный П510. Сортамент.
12. ГОСТ 13620—68. Профили прессованные из алюминия и алюминиевых сплавов. Зет нормальный П500. Сортамент.
13. ГОСТ 13621—68. Профили прессованные из алюминия и алюминиевых сплавов. Двутавр П200. Сортамент.
14. ГОСТ 13622—68. Профили прессованные из алюминия и алюминиевых сплавов. Тавр П130. Сортамент.
15. ГОСТ 13623—68. Профили прессованные из алюминия и алюминиевых сплавов. Швеллер равнотолщинный П300. Сортамент.
16. ГОСТ 13624—68. Профили прессованные из алюминия и алюминиевых сплавов. Швеллер отбортованный П460. Сортамент.
17. ГОСТ 13726—68. Ленты из алюминия и алюминиевых сплавов.
18. ГОСТ 13737—68. Профили прессованные из алюминия и алюминиевых сплавов. Угольник равнобокий П50. Сортамент.
19. ГОСТ 13738—68. Профили прессованные из алюминия и алюминиевых сплавов. Угольник разностенный неравнобокий П52. Сортамент.
20. ГОСТ 13843—68. Катанка алюминиевая.
21. ГОСТ 14838—69. Проволока из алюминия и алюминиевых сплавов для холодной высадки (в части пп. 4.3—4.7, 4.9 заменен ГОСТ 9.011—73).
22. ГОСТ 17232—71. Плиты из алюминия и алюминиевых сплавов (в части пп. 5.2—5.5 заменен ГОСТ 9.011—73).
23. ГОСТ 9.011—73. Единая система защиты от коррозии и старения. Полуфабрикаты из алюминия и алюминиевых сплавов. Консервация, упаковка, маркировка и транспортирование.
24. ГОСТ 22233—76. Профили прессованные из алюминиевых сплавов для изготовления строительных ограждающих конструкций и изделий. Общие технические условия.
25. ГОСТ 17576—72. Профили прессованные из алюминия и алюминиевых сплавов. Швеллер трапециевидный отбортованный П2318. Сортамент.
26. ГОСТ 8110—56. Профили прессованные из алюминиевых сплавов. Угловые профили. Сортамент.
27. ГОСТ 13722—68. Листы алюминиевые общего назначения.
28. ГОСТ 2685—75. Сплавы алюминиевые литейные. Марки, технические требования и методы испытаний.
29. ГОСТ 14806—69. Швы сварных соединений. Дуговая сварка алюминия и алюминиевых сплавов. Основные типы и конструктивные элементы.
30. ГОСТ 22353—77. Болты высокопрочные (нормальной точности). Конструкция и размеры.
31. ГОСТ 22356—77. Болты и гайки высокопрочные и шайбы. Общие технические требования

* Составлен С. С. Кармиловым и Д. П. Артемовым.

ГЛАВА 28. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ

28.1. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ, ИЗГОТОВЛЕНИЯ И МОНТАЖА КОНСТРУКЦИЙ ИЗ АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ

Алюминиевые сплавы являются в основном свариваемыми, тем не менее сварка связана с некоторыми трудностями, так как прочность сварных соединений термоупрочняемых сплавов ниже прочности основного металла, что необходимо учитывать при проектировании. Величина снижения прочности зависит от типа сплава и от способа сварки. Для всех высоконапряженных алюминиевых конструкций применение сварных соединений требует тщательного выбора материала конструкций, электродов и присадочного материала. Уменьшение влияния нагрева при сварке может быть достигнуто расположением сварного шва в менее напряженной зоне элемента конструкции. Подобные конструктивные мероприятия допускают изготовление ряда несущих конструкций с помощью сварки.

Для несущих конструкций применяют в основном газовую и электродуговую сварку в среде защитных газов. Под действием кислорода воздуха поверхность металла покрывается тонкой плотной и прочно сцепленной пленкой, которая тотчас же образуется вновь после ее нарушения или удаления. Сварка затрудняется тем, что точка плавления окисной пленки 2050° С, а основной материал плавится при 660° С. Поэтому препятствующую процессу соединения окисную пленку устраняют химическим травлением. Флюсы после сварки полностью удаляют с поверхности алюминия, так как они оказывают сильное корродирующее влияние на металл, особенно при наличии влаги. Поскольку такая очистка часто затруднитель-

на и к тому же дорога, разработаны способы сварки, при которых окисная пленка может быть удалена без применения химических средств. Процесс сварки в среде защитных газов был настолько усовершенствован, что практическое применение ее для соединения алюминиевых элементов стало вполне возможным.

Обычно применяются два способа: сварка вольфрамовым электродом в среде инертного газа (аргонодуговая сварка) и сварка плавящимся металлическим электродом в среде инертного газа. В обоих случаях сварочная ванна полностью закрывается экраном инертного газа, препятствующим образованию вновь окисной пленки. При сварке вольфрамовым электродом в среде инертного газа применяется подаваемая отдельно вручную присадочная проволока, по которой ток не подводится. Электрическая дуга горит между изделием и неплавящимся вольфрамовым электродом, закрепленным в горелке, через которую непрерывно протекает струя аргона.

При сварке плавящимся металлическим электродом в среде инертного газа дуга горит между изделием и плавящейся голой проволокой, служащей в то же время присадочным материалом. Присадочная проволока, непрерывно поступающая из бухты, проходит через горелку, по которой также протекает аргон.

При сопоставлении экономичности описанных способов сварки можно сделать следующие выводы: при толщине металла до 4 мм следует отдать предпочтение газовой сварке (для термически неупрочняемых сплавов), при толщине материала 4—8 мм более экономична сварка вольфрамовым электродом, а при толщинах более 8 мм выгодна сварка плавящимся металлическим электродом в среде защитного газа. Эти соображения надо рассматривать, однако, только как исходные, поскольку экономичность зависит еще от ряда других факторов.

При сварке нагартованных и термически упрочненных сплавов вдоль шва образуется отожженная полоса с пониженным сопротивлением.

Чтобы предотвратить снижение прочности основного металла и сварного шва, в последнее время большое внимание обращается на создание хорошо свариваемых сплавов, обладающих достаточной прочностью и свойством самозакаливания (1915). Размеры швов, форма разделок кромок аналогичны размерам и формам стальных конструкций.

Предпочтительны монтажные соединения алюминиевых несущих строительных конструкций на заклепках или болтах, поскольку в сварных соединениях и особенно в упрочненных сплавах нагрев при сварке снижает прочность в местах соединения. Так как при горячей клепке нагрев (хотя и в незначительной степени) влияет на прочность соединения, в алюминиевых конструкциях предпочтительно применение заклепок, поставленных в холодном состоянии.

Для заклепок применяется такой же металл, как и для соединяемых элементов. Обычно для заклепок выбирают материал более мягкий, чем для соединяемых элементов, что делает возможным более легкое осаживание стержня заклепки и лучшее формирование замыкающей головки. Диаметр заклепки выбирается достаточно большим. В противоположность поставленным горячим способом стальным заклепкам, которые при охлаждении сокращаются и головки которых прижимаются к соединяемым элементам, при алюминиевых заклепках, поставленных холодным способом, усилия передаются только через смятие и срез, но не в результате трения, возникающего при натяжении заклепки.

Холоднопоставленная заклепка должна полностью заполнять заклепочное отверстие, и зазор между стержнем заклепки и стенкой отверстия принимается минимальным. Для конструкций, испытывающих высокие напряжения, при диаметре отверстий менее 10 мм зазор принимается 0,1 мм, а при диаметре свыше 10 мм — 0,2 мм. Постановка холодным способом алюминиевых заклепок диаметром до 12 мм с нормальными полукруглыми головками выполняется сравнительно легко. При больших диаметрах постановка заклепок холодным способом значительно затруднена из-за необходимости создания высоких давлений осаживания для обычных форм заклепочных головок.

Так как головки поставленных холодным способом заклепок из легких сплавов не оказывают влияния на передачу усилий, то достаточно делать замыкающие головки меньших размеров, чем головки стальных заклепок. Разработан ряд форм замыкающих головок, которые по сравнению с обычной полукруглой головкой имеют меньший объем и легче выполняются. В настоящее время холодным способом ставятся алюминиевые заклепки диаметром до 22 мм.

Выполненные в ЦНИИпроектстальконструкции технологические исследования соединений на заклепках из алюминиевых сплавов показали, что оптимальными формами заклепочных головок при клепке скобой или пневматическим молотком являются: диаметром до 10 мм — сферические головки; диаметром 12—16 мм — конические; диаметром 17 мм и более — конические головки при клепке скобой и фасонные головки при клепке пневматическим молотком.

Заклепки из алюминиевых сплавов в малонагруженных соединениях могут быть поставлены в отожженном состоянии. Заклепки в несущих конструкциях ставятся только в закаленном и естественно состаренном состоянии. В некоторых алюминиевых конструкциях ранее применялись также стальные заклепки, поставленные горячим способом. Эти заклепки в силу более высокого сопротивления срезу при больших передаваемых усилиях обладали некоторыми преимуществами. Однако в этом случае для защиты от коррозии требуются особые мероприятия; нагрев при клепке в местах соединения оказывает вредное влияние на прочность алюминиевых элементов; стальные заклепки имеют слишком большую жесткость по сравнению с соединяемыми элементами. По этим причинам соединения в конструкциях из легких сплавов сле-

дует выполнять на алюминиевых заклепках.

Если в той или иной конструкции применяются одновременно алюминиевые и стальные детали, что весьма нежелательно, то необходимо устранять непосредственное соприкасание обеих деталей, так как при наличии влаги в местах соединений возникает опасность электрохимической коррозии. Чтобы избежать этого, применяют изолирующую защитную окраску или прокладку из полиизобутилена, тиоколовой ленты или ткани, пропитанной грунтом АЛГ-1 или АЛГ-5. Применяемые в соединении стальные заклепки или болты оцинковывают или кадмируют. Замыкающую головку стальной заклепки располагают в этом случае на стальной стороне, тогда как под закладной головкой на алюминиевой стороне помещают оцинкованную или стальную кадмированную прокладку.

В болтовых соединениях алюминиевых конструкций применяют алюминиевые или стальные болты. При высоких напряжениях предпочтительны стальные болты. Чтобы избежать вредного контакта, стальные болты должны изготовляться из нержавеющей стали либо защищаться оцинкованием или кадмированием. В случае применения алюминиевых болтов необходимо (как и в заклепочных соединениях), чтобы материал болтов соответствовал материалу соединяемых элементов (во избежание коррозии). Диаметр алюминиевых болтов должен быть несколько больше диаметра стальных болтов такой же прочности. В болтах большого диаметра применяется вместо обычной резьбы трапециевидная или круглая нарезка. Лучше применять болты с накатанной резьбой, чем с нарезанной. Как для стальных, так и для алюминиевых болтов под гайками и контргайками применяют шайбы, диаметр которых из-за меньшей твердости алюминия должен быть существенно больше диаметра болта. Шайбы для стальных болтов оцинковывают или кадмируют. Считается, что уже оправдавшие себя в стальных конструкциях высокопрочные болты могут успешно применяться и в алюминиевых конструкциях.

Клеевые соединения выполняют горячим и холодным способом. При горячем способе эпоксидную смолу подогревают, а затем ее наносят на очищенную и подогретую до 80—120° С поверхность соединений. Соединенные поверхности выдерживают в течение двух часов под давлением 0,05—0,3 МПа и при температуре 180° С. Холодным способом соединение выполняют при нормальной температуре специальными составами эпоксидных смол с отвердителями. Прочность таких соединений ниже прочности горячего склеивания. Клеевые соединения в настоящее время пока еще находятся в опытной стадии.

Заводское изготовление конструкций из алюминиевых сплавов несколько отличается от общепринятой практики изготовления стальных конструкций. При большом числе применяющихся в строительстве марок алюминиевых сплавов, во избежание путаницы, обязательно применяется точное обозначение отдельных материалов. При прокатке листового материала обычно предусматривается маркировка, поскольку алюминий более чувствителен к надрезам, элементы конструкций обрабатывают и складируют только на деревянных стеллажах. Элементы, изготовленные из легких сплавов, изолируют от стальных элементов во избежание загрязнения алюминия обломками черного металла и в целях предупреждения опасности возникновения гальванической коррозии. Резание алюминиевых сплавов пилами применяется значительно чаще, чем при изготовлении стальных конструкций, тем более что легко выполняется и распиловка крупных профилей. Обычная газовая резка не применяется из-за высокой теплопроводности алюминия. Пилы изготовляют из упрочненной ленточной рессорной стали, а для круглых пил употребляется быстрорежущая сталь. Для сверления дыр используют сверла, применяющиеся для стальных элементов, но для работы на легких сплавах предпочитают сверла из быстрорежущей стали с более значительным углом заострения резца и направления спирали.

Все эти особенности алюминиевых сплавов должны учитываться при проектировании, изготовлении и монтаже конструкций зданий и сооружений из алюминиевых сплавов.

28.2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ АЛЮМИНИЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

28.2.1. Общие рекомендации

При проектировании алюминиевых конструкций необходимо:

предусматривать конструктивные решения, уменьшающие отрицательные свойства алюминиевых сплавов — пониженный по сравнению со сталью модуль упругости и в 2 раза больший, чем у стали, коэффициент линейного расширения;

максимально использовать технологические возможности алюминиевых сплавов — легко образовывать профиль сложной конструкции при прессовании и холодной прокатке для получения оптимальных расчетных характеристик сечения при минимальном расходе металла;

компоновать элементы конструкций из наименьшего числа профилей и деталей;

использовать металл с наименьшими отходами и потерями, рационально размещая стыки в конструкции;

избегать резкого изменения поперечного сечения, особенно в элементах, работающих на растяжение;

по возможности размещать стыки элементов вне зоны действия максимальных усилий;

разбивать конструкции на отправочные элементы с учетом рационального их транспортирования;

предусматривать максимальную заводскую готовность или возможность укрупнения отправочных элементов конструкций на стройплощадке для монтажа крупными блоками с обеспечением устойчивости от-

дельных элементов и блоков сооружения в целом;

предусматривать монтажные крепления элементов, обеспечивающие возможность легкой сборки и удобного выполнения соединений элементов на монтаже, а также быстроту выверки конструкций;

предусматривать связи, обеспечивающие в процессе монтажа и эксплуатации устойчивость и пространственную неизменяемость сооружения в целом и его элементов;

применять монтажные соединения, как правило, на болтах; сварные и клепаные монтажные соединения допускаются лишь в случаях, когда применение болтов нерационально;

учитывать технологические возможности предприятий — изготовителей профилей и конструкций.

Таблица 28.1. **Предельные прогибы изгибаемых элементов**

Элементы конструкции	Прогиб в долях пролета
Балки покрытий и чердачных перекрытий: а) главные балки	1/250 (1/200)
б) прогоны	1/200 (1/150)
в) обрешетки	1/150 (1/125)
Покрытия, в том числе большепролетные без подвесного транспорта	1/300 (1/250)
Элементы фахверка: а) стойки, ригели	1/300 (1/200)
б) прогоны остекления (в вертикальной и горизонтальной плоскостях)	1/200
Стеновые панели с остеклением	1/200
Кровельные панели, подвесные потолки	1/150 (1/125)
Стеновые панели без остекления	1/125 (1/100)
Вертикальные и горизонтальные элементы ограждающих конструкций (импосты): а) при одинарном остеклении	1/200
б) при остеклении стеклопакетами	1/300

Примечания: 1. Значения прогибов в скобках допускаются при обосновании (опытное строительство, наличие строительного подъема и др.).

2. Прогибы определяются от нормативной нагрузки без учета коэффициента динамичности.

3. Прогибы могут определяться (при соответствующем обосновании) условиями сохранения плотности стыков и водоотвода.

4. При применении подвесного транспорта предельные прогибы стропильных ферм должны определяться по условию нормальной эксплуатации применяемого в каждом конкретном случае подъемно-транспортного механизма.

Предельные прогибы изгибаемых элементов не должны превышать значений, указанных в табл. 28.1.

Климатические температурные воздействия на алюминиевые конструкции одноэтажных зданий и сооружений должны учитываться соблюдением предельных размеров температурных отсеков зданий и сооружений, указанных в табл. 28.2, а также применением конструктивных мер при проектировании ограждающих конструкций, их стыков и нащельников.

Таблица 28.2. **Предельные размеры температурных отсеков, м, зданий и сооружений**

Здания, сооружения	Предельные размеры для групп зданий и сооружений					
	расстояния от торца отсека до оси ближайшей вертикальной связи		длины отсека (вдоль здания)		ширины отсека (здания)	
	А	Б	А	Б	А	Б
Отапливаемые	72	48	144	96	120	90
Неотапливаемые и горячие цехи	48	36	96	72	90	60
Открытые эстакады	36	24	72	48	—	—

Примечание. К группе А относятся здания и сооружения, в которых конструкции покрытий или (и) стен выполнены из алюминия, а колонны — стальными или алюминиевыми. К группе Б относятся здания и сооружения, в которых конструкции покрытий или (и) стен выполнены из алюминия, а колонны — из железобетона.

28.2.2. Конструктивные требования

Оси стержней ферм и других решетчатых конструкций следует центрировать в узлах. В сварных конструкциях следует производить центрирование по центрам тяжести стержней (с округлением), в клепаных — по рискам элементов. Если невозможно выполнить это условие, необходимо при подборе сечений элементов учитывать влияние эксцентрицитета.

Арочные конструкции целесообразно применять с пространственной решеткой (например, при трехгранном сечении арок). При этом повышается устойчивость арок и уменьшается число конструктивных элементов, обеспечивающих общую устойчивость арок, благодаря чему существенно улучшаются условия монтажа.

Чтобы уменьшить деформативность несущих конструкций, можно применять неразрезные системы при надлежащем технико-экономическом обосновании выбора с учетом усложнения монтажных стыков в неразрезных схемах.

Не разрешается применять комбинированные соединения, в которых часть усилий воспринимается заклепками (болтами), а часть — сварными швами.

Алюминий в сочетании со сталью применяют: а) в составе одной конструкции при выполнении различных элементов конструкций из алюминия или стали; б) в составе одного элемента конструкций, выполненного из алюминия при стальных соединениях (заклепки, болты).

Вид соединения (сварное, болтовое, заклепочное и др.) выбирают в зависимости от характера его работы с учетом степени ослабления алюминия, определяемого видом соединения. Сварные соединения элементов несущих конструкций должны выполняться, как правило, в заводских условиях. При проектировании сварных конструкций необходимо предусматривать применение кондукторов.

28.2.3. Сварные соединения

При проектировании конструкций со сварными соединениями надлежит:

а) предусматривать применение высокопроизводительных механизированных способов сварки;

б) предусматривать возможность сварки без кантовки конструкций при изготовлении;

в) обеспечивать свободный доступ к местам наложения швов с учетом выбранного способа и технологии сварки;

г) назначать размеры и взаимное расположение швов и выбирать способ сварки исходя из требования обеспечения наименьших собственных напряжений и деформаций при сварке;

д) избегать сосредоточения большого числа швов в одном месте;

е) принимать число и размеры сварных швов минимально необходимыми.

Разделку кромок под сварку назначают с учетом способа и технологии сварки, положения шва в пространстве и толщины свариваемых элементов. Разделку кромок под сварку выполняют по ГОСТ 14806—69 «Дуговая сварка алюминия и алюминиевых сплавов. Швы сварных соединений. Основные типы и конструктивные элементы».

При проектировании сварных соединений и узлов в несущих конструкциях необходимо предусматривать снижение концентрации напряжений, применяя для этой цели соответствующие конструктивные решения, а также технологические мероприятия. Надлежит применять преимущественно сварные соединения встык с обязательной подваркой корня шва или использованием формирующих подкладок. Концы швов встык должны выводиться за пределы стыка, например с помощью выводных планок. При сварке встык двух листов разной толщины должен осуществляться плавный переход от толстого листа к тонкому устройством скоса, размеры которого регламентируются ГОСТ 14806—69.

Число стыков в расчетных элементах должно быть минимальным.

Сварные соединения должны располагаться в менее напряженных местах элементов конструкции.

В узлах несущих конструкций из прессованных профилей должны предусматриваться сварные соединения встык и втавр. При сварке замкнутых профилей встык рекомендуется использовать подкладки.

В сварных нахлесточных соединениях из сплавов АД31Т и АД31Т1 лобовые швы применять нельзя.

Размеры и форма сварных угловых швов должны удовлетворять следующим требованиям:

толщина шва $h_ш$ (при сварке элементов толщиной 4 мм и более) должна быть не менее 4 мм. При сварке швов нахлесточных соединений катет по вертикальному размеру не должен выступать над поверхностью верхней детали более чем на 1 мм. Если в соединении более тонкий элемент имеет бульбу, то предельная толщина шва $h_ш$ может быть увеличена до 1,5 δ (δ — наименьшая толщина соединяемых элементов);

расчетная длина флангового и лобового швов должна быть не менее 40 мм и не менее 4 $h_ш$;

расчетная длина флангового шва должна быть не более 50 $h_ш$, за исключением соединений, где воспринимаемое фланговым швом усилие возникает на всем протяжении шва; в последнем случае длину флангового шва не ограничивают;

в соединениях внахлестку с угловыми швами толщина нахлестки должна быть не менее пяти толщин наиболее тонкого из свариваемых элементов.

При оформлении рабочих чертежей сварных конструкций необходимы указания: по материалу электродной проволоки; по способу сварки; по методу проверки качества шва; схемы сварных швов в особо ответственных местах и местах изменения толщины свариваемых деталей или изменения толщины швов.

Чтобы снизить сварочные напряжения, необходимо определять место и порядок выполнения сварных швов так, чтобы возникающие в ходе сварки перемещения элементов по возможности не были ограничены.

Необходимо избегать перекрещивающихся швов.

Сварные соединения тонколистовых конструкций проектируют с учетом технологических особенностей применяемых способов сварки:

приварка тонких листов обшивок к более толстым элементам каркаса допускается с помощью аргонодуговой точечной сварки или контактной точечной сварки; при контактной точечной сварке соотношение толщин свариваемых элементов не должно превышать 1 : 3;

для укрупнения тонколистовых элементов в заводских условиях должна применяться контактная роликовая сварка, обеспечивающая получение прочных водонепроницаемых соединений. Размеры соединений при контактной роликовой сварке приведены в табл. 28.3;

укрупнение тонколистовых элементов в заводских условиях допускается также выполнять с помощью контактной точечной сварки (размеры соединений приведены в табл. 28.3), аргонодуговой точечной сварки и аргонодуговой сварки непрерывным швом;

при сварке стыков деталей кровельных

Таблица 28.3. **Размеры * соединений при контактной точечной и контактной роликовой сварке, мм**

Толщина более тонкой детали	Точечная сварка				Роликовая сварка			
	диаметр ядра	минимальные размеры			ширина литой зоны	минимальные размеры		
		ширина нахлестки** при шве		шаг между точками		ширина нахлестки* при шве		расстояние от оси шва до края листа
		однорядном	двухрядном (в шахматном порядке)			однорядном	двухрядном***	
0,5	3—4	10	18	10	3—4	10	12	5
0,8	3,4—4,5	12	25	13	3,5—4,5	10	14	5
1	4—5	14	28	15	4—5	12	16	6
1,2	5—6	16	30	15	5—6	14	20	7
1,5	6—7	18	35	20	6—7	16	24	8
2	7—8	20	42	25	7—8	20	28	10
3	9—10	26	56	35	8—9	24	34	12

* При сварке трех листов размеры нахлестки должны увеличиваться на 15—20%

** Применение меньшей нахлестки не допускается по условиям технологичности и прочности соединений.

*** Выполняется с перекрытием швов на 30—50%.

покрытий в монтажных условиях должна применяться аргонодуговая сварка плавящимся электродом с импульсным питанием дуги; основной конструкцией соединения при этом является нахлесточное, а также бортовое соединение;

при аргонодуговой точечной сварке в монтажных условиях для соединения тонколистовых элементов применяется нахлесточное соединение с нахлесткой не меньше 30 мм.

С помощью аргонодуговой точечной сварки допускается сварка пакета из трех элементов (толщина двух верхних листов в пакете не должна превышать 3 мм).

28.2.4. Заклепочные соединения

В рабочих элементах конструкций число расположенных по одну сторону стыка заклепок, прикрепляющих элемент в узле, должно быть не менее двух.

Толщина склепываемого пакета при заводской холодной клепке на скобе не должна превосходить четырех диаметров заклепки.

Разбивка заклепок и болтов, в том числе высокопрочных, должна производиться по табл. 28.4. Соединительные заклепки и болты, располагаемые вне узлов и стыков, следует размещать на максимальных расстояниях.

Диаметр заклепки должен быть не более пяти толщин тонкого элемента. За расчетный диаметр заклепки принимают диаметр отверстия. Форму заклепки и ее размеры для холодной клепки устанавливают техническими условиями на изготовление строительных конструкций из алюминия.

Профилированные листы крепят к несущим элементам и между собой как стальные листы (см. гл. 11).

В конструкциях из профилированных листов ребра жесткости или диафрагмы должны соединяться в каждой точке касания с гофром и элементом, усиливающим конструкцию.

Стыки мембранной или предварительно-напряженной обшивки толщиной до 2 мм

Таблица 28.4 **Разбивка заклепок и болтов**

Расстояние	Размер
Между центрами заклепок и болтов в любом направлении: а) минимальное	Для заклепок $3d$ » болтов $3{,}5d$
б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии	$5d$ или 10δ
в) максимальное в средних и в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков при растяжении	$12d$ или 20δ
г) максимальное в средних и крайних рядах при наличии окаймляющих уголков при сжатии	$10d$ или 14δ
От центра заклепки или болта до края элемента: а) минимальное поперек усилия при обрезных кромках	$2{,}5d$
б) минимальное вдоль усилия и по диагонали	$2{,}5d$
в) минимальное поперек усилия при прокатных или прессованных кромках	$2d$
г) максимальное	$6d$

Здесь d — диаметр отверстия для заклепки или болта; δ — толщина наиболее тонкого наружного элемента пакета.

выполняются внахлестку, при этом стык должен быть соединен не менее чем двумя рядами заклепок (или сварных точек).

Конструкция соединения тонких алюминиевых лент с контуром должна иметь регулируемое предварительное натяжение и не должна допускать контакта между алюминием и сталью или бетоном.

28.3. КОНСТРУКТИВНЫЕ И ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К СТЕНОВЫМ ОГРАЖДАЮЩИМ КОНСТРУКЦИЯМ ИЗ АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ

28.3.1 *. Общие требования

Стеновые каркасные и трехслойные панели типа «сэндвич» следует, как правило, проектировать навесными. Самонесущие и несущие стеновые панели допускается применять при соответствующем техническом и эксплуатационном обосновании.

Огнестойкость панелей должна соответствовать группе возгораемости и степени огнестойкости здания. Рекомендуется предусматривать конструктивные мероприятия, повышающие сопротивление панелей действию огня и препятствующие переходу огня с одной панели на другую. Конструкции панелей, крепление наружных листов, элементов стыков и нащельников, а также детали крепления к каркасу здания должны проектироваться с учетом возможных температурных перепадов.

Все соединения, применяемые в конструкции панелей, выполняются либо из алюминиевых сплавов (заклепки, болты и штыри), либо из нержавеющей стали; применение сварки не рекомендуется; детали из стали необходимо покрывать алюминием или цинком; под стальные крепежные детали следует ставить некорродирующие прокладки (резиновые или пластмассовые).

Все фасадные алюминиевые элементы и детали изготовляют из сплавов повышенной коррозионной стойкости с анодированной поверхностью (цветной или бесцветной).

28.3.2. Соединение панелей с каркасом и стыки панелей

Крепление панелей к несущему каркасу и конструкция стыков должна обеспечивать: необходимую прочность, надежность и долговечность; восприятие всех монтажных и эксплуатационных нагрузок, а также действие огня во время пожара с учетом расчетного предела огнестойкости ограждающих конструкций, возможность компенсации неточностей изготовления в пределах допускаемых отклонений в несущих конструкциях, а также самих панелей; компенсацию температурных деформаций с сохранением необходимой герметизации стенового ограждения; возможность производить ремонт и замену панелей; простоту и удобство крепления панелей к несущему каркасу в процессе монтажа.

* Составлено С. С Кармиловым при участии Д П. Артемова.

28.4. ПРИМЕРЫ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ

При использовании алюминиевых сплавов необходимо тщательно учитывать отмеченные ранее особенности. Разрабатываемые конструктивные формы должны обеспечивать с наименьшими затратами металла необходимую прочность и устойчивость элементов с учетом пониженного, по сравнению со сталью, модуля упругости алюминиевых сплавов.

В Советском Союзе накоплен достаточный опыт по применению алюминиевых сплавов в конструкциях промышленных и гражданских зданий. За последние 15 лет возведены здания и сооружения, в которых в качестве несущих и ограждающих конструкций применены алюминиевые сплавы.

В 1960 г. построены бесшарнирные арки пролетом 90 м, перекрывающие зал размером 90×159 м. Арка кругового очертания имеет поперечное сечение в виде равностороннего треугольника со сторонами, равными 2 м; высота сечения 1,73 м, или $^1/_{52}$ пролета; радиус окружности осевой линии арки 106 м; стрела подъема 10 м (рис. 28.1). Верхний пояс арки в сочетании с кровельными алюминиевыми панелями, работающими как жесткие распорки, обеспечивает устойчивость арки в горизонтальной плоскости и воспринимает нагрузки от торцевого фахверка; нижний пояс развязан двумя наклонными гранями, и, таким образом, отпадает необходимость установки системы связей по поясам арки. Кроме того, трехгранное поперечное сечение способно воспринимать скручивающие усилия, возникающие при неравномерном загружении панелей кровли. Примененные прессованные профили для поясов и решетки приведены на рис. 28.2.

В качестве заводских и монтажных соединений были приняты стальные кадмированные высокопрочные болты. Многолетняя эксплуатация здания дает основание сделать вывод, что высокопрочные болты являются эффективным видом соединения элементов несущих конструкций из термоупрочняемых алюминиевых сплавов. Расход алюминия на несущие конструкции составил 13,9 кг/м², на ограждающие — 14 кг/м²; расход стали 4,35 кг/м².

В этом же здании для обслуживания аппаратуры был установлен портальный кран пролетом 86 м грузоподъемностью 40 т. Вся рама — криволинейный ригель и опоры — выполнена из сплава АВТ1, а затяжка, на которой расположены пути катания грузовых тележек, — из низколегированной стали 15ХСНД (рис. 28.3). Для поясов и раскосов решетки, а также для подвесок были разработаны специальные профили. В местах соприкасания алюминиевого сплава и стали установлены две прокладки: одна из листа сплава АВТ, а другая из оцинкованной или кадмированной стали. Заводские соединения выполнялись на заклепках диаметром 9 и 14 мм из сплава АВТ1. Монтажные соединения выполнялись на стальных кадмированных высокопрочных болтах из стали 40Х.

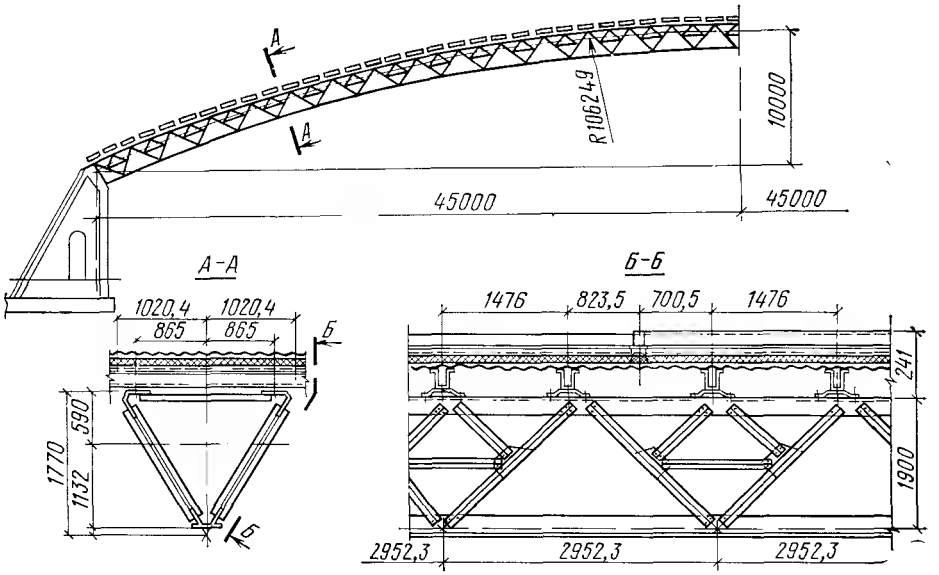


Рис. 28.1. Бесшарнирная арка кругового очертания в покрытии зала ускорителя

В районе Истры смонтирована теплица площадью 10 000 м², в которой все несущие и ограждающие элементы выполнены из алюминиевых сплавов. Пространственные несущие фермы пролетом 2×36 м представляют собой треугольную двухпролетную неразрезную систему с одним верхним и двумя нижними поясами. Для сокращения отапливаемого объема теплицы несущий каркас вынесен наружу, что выявляет преимущества алюминия как коррозиестойкого металла и существенно снижает эксплуатационные расходы (рис. 28.4). Все элементы ферм (пояса, стойки, раскосы) выполнены из круглых прессованных труб сплава 1915Т. Ферма пролетом 36 м собрана из трех отправочных марок длиной 12 м, соединяемых на болтах из нержавеющей стали 1Х13 через фланцы. Отправочные марки сваривали в кондукторах и перевозили автотранспортом (рис. 28.5). Масса одной отправочной марки около 300 кг. Масса всей фермы (36×2) около 2 т. Соединение фермы со стойками шарнирное. Средняя опора внизу закреплена жестко. Крайние стойки имеют внизу шарнирные опоры, благодаря чему стойки могут поворачиваться. Расход алюминия на несущие конструкции составил 4,8 кг/м², на ограждающие — 3,8 кг/м².

Другим примером новой конструктивной формы является многогранный свод в виде пространственной структурной оболочки, состоящей из пересекающихся в двух противоположных направлениях и шарнирно-связанных между собой гнутых или прессованных алюминиевых уголков, соединенных в узлах специальным профилем при помощи стальных кадмированных или оцинкованных болтов (рис. 28.6). Все детали узлов изготовлены прессованием. Верхние пояса свода выполнены также из специальных прессованных профилей: устойчивость верхних поясов из плоскости обеспечивается профилированным алюминиевым настилом.

Разработана и осуществлена конструкция алюминиевой сетчатой сферической оболочки, которая может быть применена в качестве покрытия для промышленных и гражданских зданий различного назначения, имеющих круговое или близкое к круговому очертание в плане пролетом 20—60 м. Каркас оболочки собран на высокопрочных болтах из стержней и узловых деталей, выполненных из специальных прессованных профилей. Кровля — из плоских алюминиевых листов толщиной 1 мм. Для утепления конструкции с внутренней стороны подвешены щиты (рис. 28.7). Изготовление конструкции освоено на заводе по производству алюминиевых конструкций Управления производственных предприятий Мосгорисполкома.

Примером эффективного использования алюминиевых сплавов является здание астрономической обсерватории АН СССР, в котором установлен телескоп с линзой диаметром 6 м. Ограждающие конструкции вращающегося купола диаметром 40 м выполнены из алюминиевых трехслойных панелей с пенопластовым утеплителем. Подвижное забрало пролетом 12 м изготовлено также из алюминиевых сплавов (рис. 28 8): по фермам, выполненным из круглых прессованных труб сплава АМГ61, уложены трехслойные алюминиевые панели. Небольшая масса ограждающих конструкций резко снизила инерционные силы подвижных частей здания обсерватории (купола и забрала), что уменьшило мощность приводных механизмов и улучшило режим их работы.

Конструкция автодорожного моста пролетом 42,5 м (рис. 28.9) состоит из двух решетчатых ферм, соединенных поперечными связями, на которые в середине опирается прогон. Фермы и прогон объединены для совместной работы с плитой из железобетона. Расход алюминиевого сплава на 1 м² моста составил 64 кг.

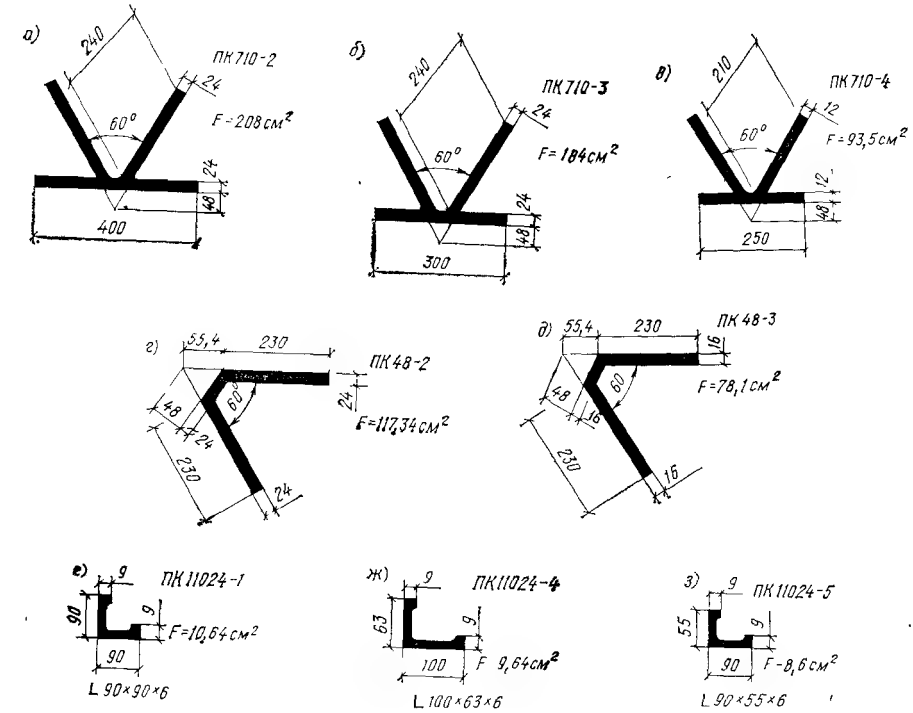


Рис. 28.2. Типы прессованных профилей для элементов арки

а—в — нижние пояса; *г, д* — верхние пояса; *е—з* — решетка арки

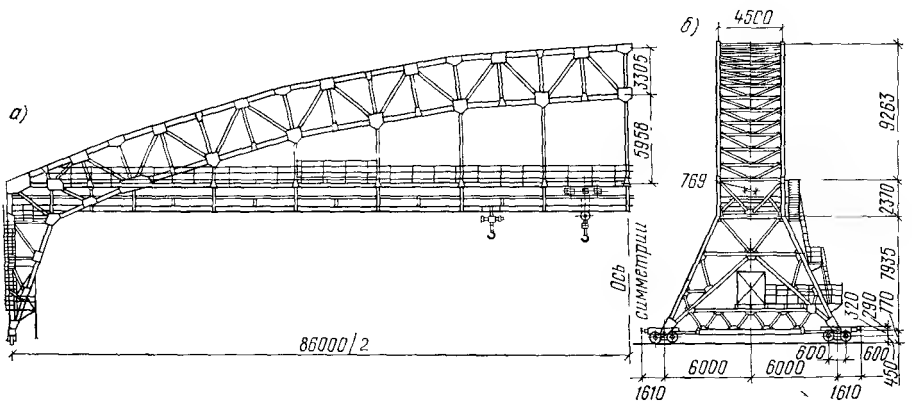


Рис. 28.3. Портальный кран пролетом 86 м из алюминиевых сплавов

а — общий вид; *б* — разрез

Создана конструкция рудно-грейферного крана-перегружателя пролетом 76,2 м из алюминиевых сплавов (рис. 28.10). В главных фермах применены трубчатые элементы диаметром 350 мм. Сквозные главные фермы с параллельными поясами имеют крестовую решетку, что существенно снижает гибкость сжатых элементов раскосов. Гибкость стоек снижена введением дополнительных горизонтальных распорок. Соединения — на высокопрочных болтах.

Исследования показали, что использование алюминиевых сплавов в висячих системах мостов весьма эффективно. Был разработан проект висячего автодорожного моста пролетом 776 м через р. Волгу. Пилоны и тросы моста стальные, а элементы проезжей части и балки жесткости из алюминиевых сплавов. Балки жесткости расположены на расстоянии 7,2 м, что обеспечивает устройство проезжей части и двух тротуаров. Для верхних поясов сквозных балок жесткости, имеющих треугольную с подвесками решетку, применены П-образные, для нижних поясов и раскосов — Н-образные и для стоек и подвесок — двутавровые прессованные профили из алюминиевых сплавов. На все конструкции (включая и

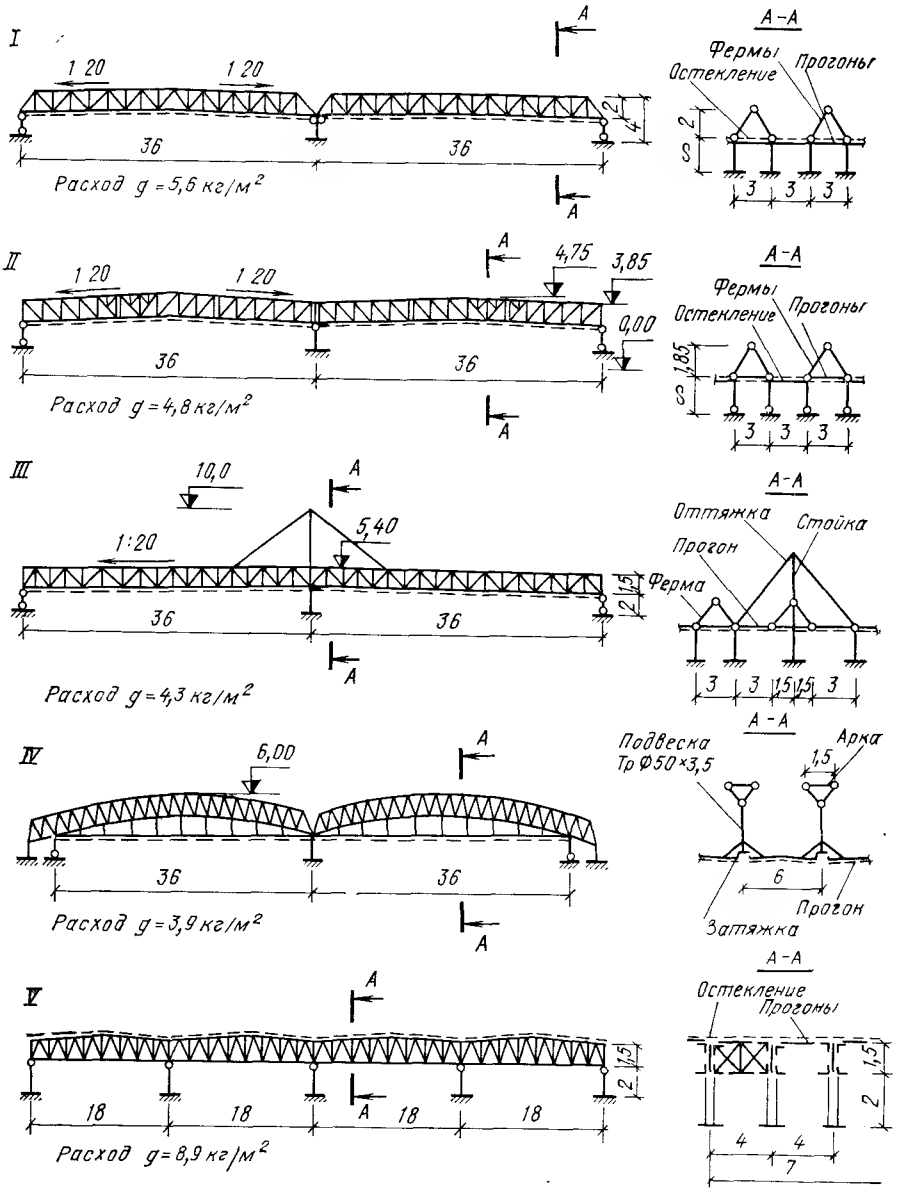


Рис. 28.4. Проектные варианты (*I*—*V*) несущего каркаса теплицы. Осуществлен вариант *II*

проезжую часть) требуется 650 т алюминиевого сплава (65 кг/м² плана моста).

Эффективно применять алюминиевые сплавы в конструкциях, совмещающих несущие и ограждающие функции, в частности стеновые и кровельные панели.

Г. Д. Поповым совместно с В. М. Вахуркиными впервые в мировой практике было разработано и осуществлено предложение по созданию предварительно-напряженных панелей покрытия и стен. Стремление использовать полное сечение тонкой сжатой обшивки в общей работе панели на поперечный изгиб привело к созданию принципиально новой конструктивной формы с предварительно-напряженной обшивкой. Для создания в обшивке напряжений, противоположных по знаку возникающим при эксплуатации конструкции, каркас, на который она прикрепляется, предварительно упруго выгибается по кривой, центр которой расположен со стороны обшивки (рис. 28.11). В таком состоянии обшивка прикрепляется к каркасу. При возвращении конструкции в первоначальное положение в обшивке возникают предварительные напряжения, величина которых зависит от соотношения жесткостей каркаса и обшивки и от заданного начального искривления каркаса. Две полупанели соединены в одну конструкцию с помощью решетки или нетеплопроводных окаймляющих планок. Опыт проектирования

Рис. 28.5. Транспортирование ферм теплицы

Рис. 28.6. Многогранный свод пролетом 24 м

Рис. 28.7. Алюминиевая сферическая оболочка

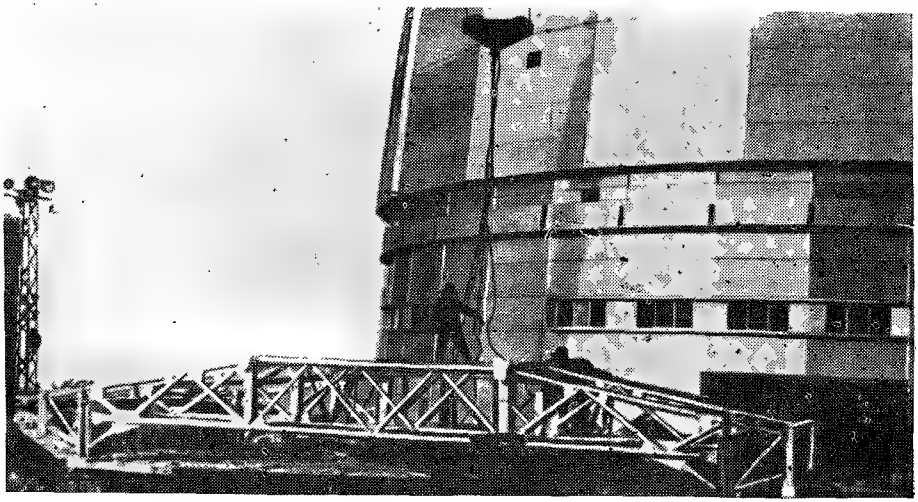


Рис. 28.8. Фермы забрала астрономической обсерватории в процессе монтажа

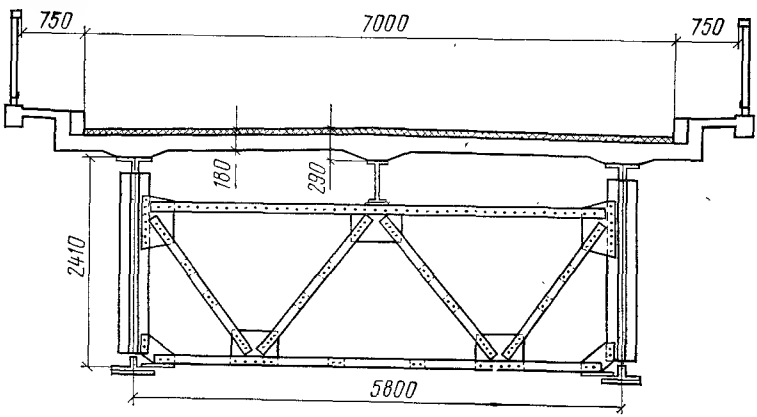


Рис. 28.9. Автодорожный мост пролетом 42,5 м

и эксплуатации 12-метровых панелей показывает, что если увеличивать расстояние между полупанелями, то при одних и тех же сечениях можно получить момент сопротивления панели, несколько больший, чем пропорционально увеличению высоты. Так, если для пролета 12 м высота панели составляет 34 см, то для пролета 18 м — 75 см, а для пролета 24 м — 130 см (рис. 28.12). Увеличением площади сечения каркаса можно получить конструкцию, способную перекрывать пролеты до 100 м.

В Москве сооружен Ледовый дворец с покрытием пролетом 60 м, выполненным из алюминиевых сплавов. Блочное покрытие (рис. 28.13) образовано верхней и нижней обшивкой толщиной 1—2 мм, используемой в качестве поясов ферм с треугольной решеткой. Предварительное напряжение листов обшивки позволило включить их в работу фермы на продольные и поперечные воздействия. Решетки повторяются через каждые 3 м, образуя пространственный стержневой каркас блочного типа.

Примером совмещения несущих и ограждающих функций может служить бескаркасная полигональная однослойная складчатая система для складов, мастерских и других подобных сооружений пролетами 12—24 м, выполненных из штампованных алюминиевых листов (рис. 28.14). Применение алюминиевых конструкций, совмещающих несущие и ограждающие функции, с использованием легких утеплителей еще больше повысит экономическую эффективность использования алюминиевых сплавов.

В настоящее время есть типовые конструкции стен и покрытий с применением гофрированных алюминиевых листов и технологических утеплителей, позволяющих изготовлять их на поточных автоматизированных линиях (рис. 28.15). Разработаны также унифицированные конструкции окон и перегородок для промышленных зданий; часть из них освоена на Воронежском заводе алюминиевых конструкций.

Разнообразие условий применения и эксплуатации ограждающих конструкций

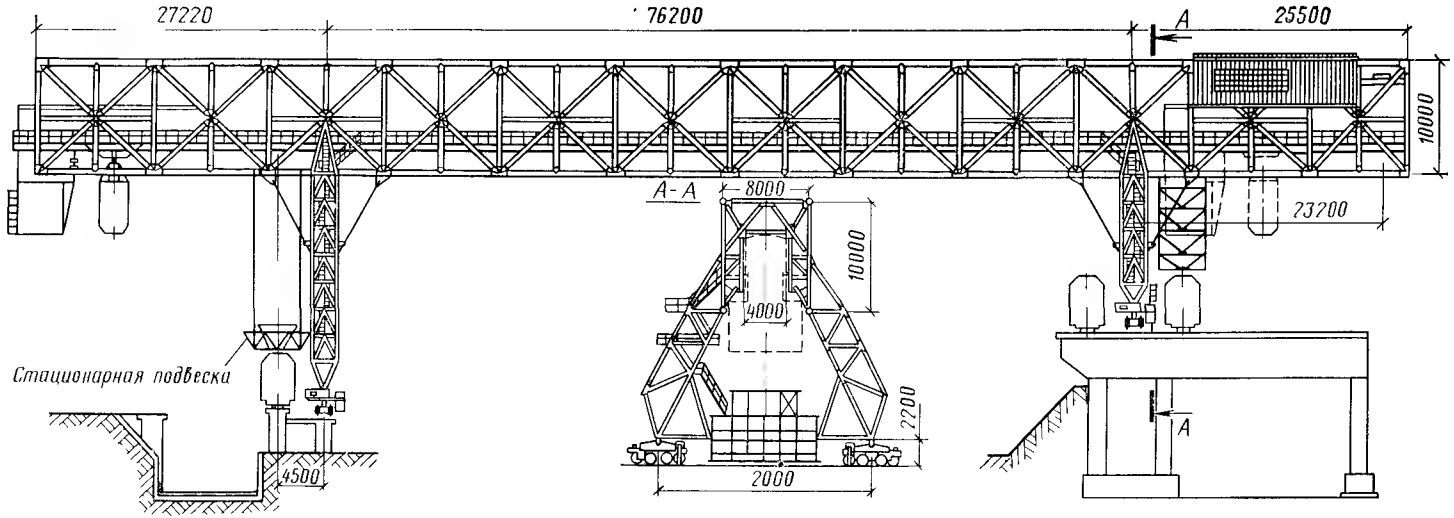


Рис. 28.10. Рудно-грейферный кран-перегружатель пролетом 76,2 м

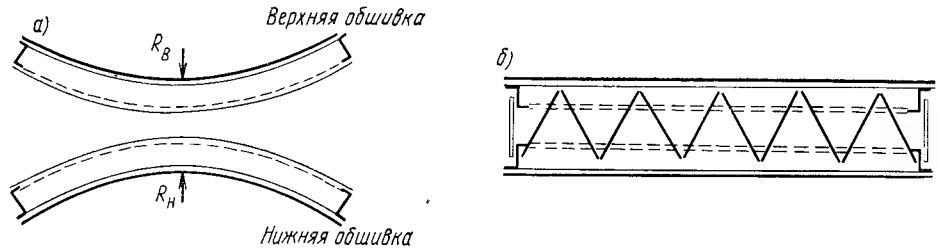


Рис. 28.11. Схема изготовления панелей с предварительно-напряженной обшивкой
а — схема выгиба каркасов полупанелей; *б* — схема изготовленной панели

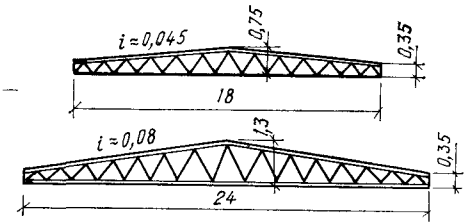


Рис. 28.12. Схемы панелей для перекрытий без стропильных ферм

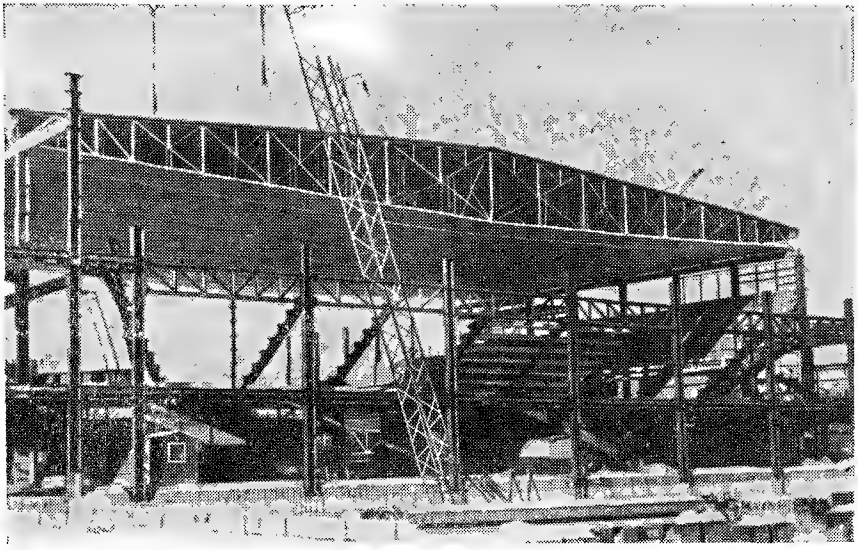


Рис. 28.13. Ледовый дворец в Москве в процессе строительства

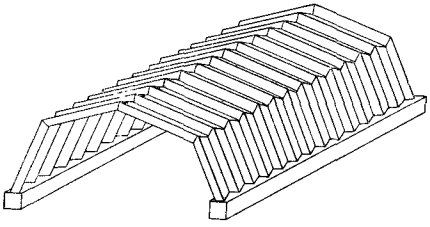


Рис. 28.14. Складчатая однослойная неутепленная полигональная система пролетами 12, 18 и 24 м

обусловило разработку индивидуальных решений.

На рис. 28.16 и 28.17 показаны решения стеновых ограждающих конструкций с применением алюминиевых сплавов, выполненных в разное время ЦНИИпроектстальконструкцией. Панели типа «сэндвич»[1] (рис. 28.18) изготовляются по стендовой технологии, позволяющей в случае необходимости менять типоразмеры и конструкцию панели. Детали стыков панелей и их креплений к элементам каркаса приведены на рис. 28.19. Требования повышения огнестойкости и теплотехнических свойств панелей обусловили введение в конструкцию нетеплопроводного трудносгораемого окаймления. Конструкция

[1] Составлено С. С. Кармиловым при участии Д. П. Артемова.

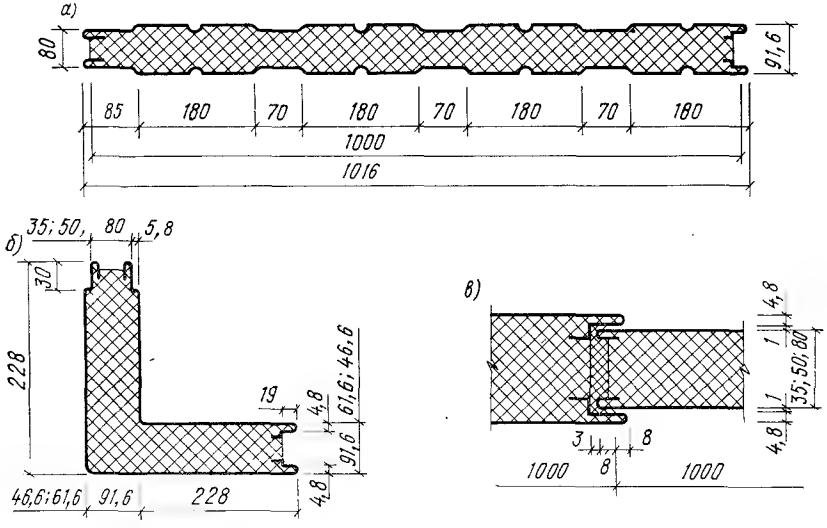


Рис. 28.15. Трехслойные стеновые панели с облицовкой из гофрированных алюминиевых листов
а — сечение рядовой панели; *б* — сечение угловой панели; *в* — вертикальный стык панелей

крепления панелей предусматривает возможность компенсации температурных деформаций, а также возможные неточности размеров панелей и проектных размеров каркаса. Кроме панелей типа «сэндвич» в ЦНИИпроектстальконструкции разработаны каркасные стены, в которых алюминий применяется лишь для облицовок — наружной или

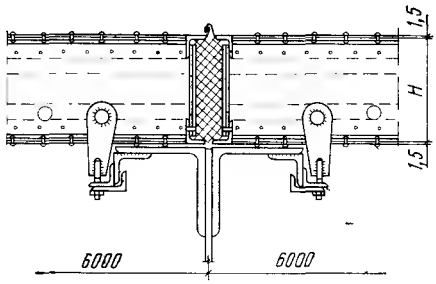


Рис. 28.16. Деталь стеновых панелей здания обогатительной фабрики в г. Мирном (1961 г.)

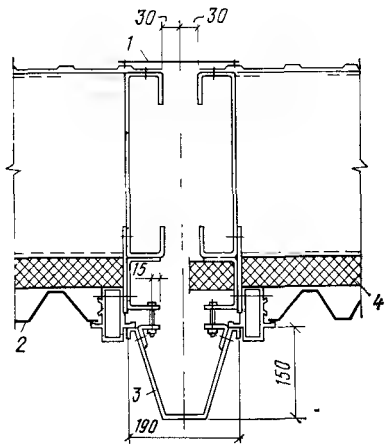


Рис. 28.17. Деталь каркасной стены с применением алюминиевых профилированных листов и прессованных профилей

1 — стальной оцинкованный лист δ=1 мм; *2* — алюминиевый профилированный лист; *3* — пилон из алюминиевого листа δ=2 мм, *4* — утеплитель

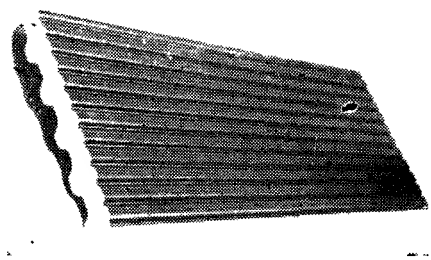


Рис. 28.18. Панель типа «сэндвич»

внутренней, а несущей каркас выполняется из стальных эффективных холодногнутых профилей (см. рис. 28.17). Здесь в качестве теплоизоляции можно применять любой плитный утеплитель, что существенно может повысить экономичность и огнестойкость конструкции. Во всех случаях индивидуального решения стеновых и кровельных ограждений применялись гнутые профилированные листы, аналогично освоенным на Воронежском и Видненском заводах алюминиевых конструкций (табл. 28.5). Для соединения листов и тонкостенных профилей между собой применяются комбинированные заклепки, а для крепления профилированных листов к несущим элементам конструкций — самонарезающие болты (см. гл. 11).

В ЦНИИпроектстальконструкции разработаны проекты, в которых кровельные и стеновые панели выполнены в виде трехслойных элементов, совмещающих несущие и ограждающие функции Благодаря применению алюминиево-пластмассовых панелей вместо керамзитобетонных для здания обогатительной фабрики в г. Мирном (Якутская АССР) снижена стоимость строительства на 250 тыс. руб В таких же конструкциях выполнены кровля и стены здания ГОК в пос. Удачная (Якутская АССР). Стеновые и кровельные панели здания Байкальской ТЭЦ и Селенгинского целлюлозно-бумажного комбината при девятибалльной сейсмике были выполнены в виде предварительно-напряженных элементов, что позволило уменьшить расход стали на каркас здания на 14%.

Одним из предложений, направленных на повышение экономичности конструкций из алюминиевых сплавов, является решение стеновых ограждений и кровельных покрытий, выполняемых из рулонного листового алюминия. Рулоны раскатываются по направляющим, после чего они фиксируются к каркасу. При этом лист предварительно напрягается в связи с опасностью нарушения плотности стыков из-за больших температурных деформаций протяженной алюминиевой ленты и отсоса ветра

Алюминиевые сплавы находят применение и при устройстве витражей, перегородок, различных элементов интерьеров, что заметно снижает эксплуатационные расходы. По проекту ЦНИИпроектстальконструкции в здании московской гостиницы «Россия» применено более 1000 т алюминиевых конструкций в виде витражей, козырьков, подвесных потолков, перегородок и других изделий.

В качестве примеров применения алюминия в несущих конструкциях можно привести некоторые здания и сооружения, построенные за рубежом

Ангар в Хэтфилде (рис 28 20) — однопролетное здание размером в плане 100,6×66,1 м Несущие конструкции выполнены в виде решетчатых двухшарнирных рам Прогоны расположены таким образом, что образуют шеды, вертикальные плоскости которых остеклены, а наклонные покрыты волнистым алюминиевым настилом Расход алюминия на несущий каркас и связи составил 20 кг/м² Масса конструкций составила около 35% массы подобного стального каркаса, благодаря чему по стоимости алюминиевый вариант оказался экономичнее стального

Здание склада Бельгийской морской компании в Антверпене имеет ширину 80 м,

Таблица 28.5 **Геометрические характеристики профилированных листов**

Нормаль завода	Эскиз	Ширина заготовки, мм	Толщина, мм	Длина, мм	J, см^4	Масса 1 м, кг
ЛАГ-1	12; 75; 150; 150; 75; 28; 1200	1420 1420	0,8 1	— —	9,6 12,6	3,2 4
ЛАГ-2	18; 125; 125; 125; 125; 125; 125; 125; 125; 50; 1000	1460 1460	0,8 1	— —	40 50	3,33 4,16
ЛАГ-3	5; 150; 150; 150; 150; 150; 5; 15; 750; 760	1028	0,8	—	—	2,09
ЛАГ-4	36; 280±1; 20	386	0,8	До 6000	3,1	0,84
ЛАГ-5	218; 10	256	0,8	До 6000	—	0,84
ЛАГ-6	90; 90; 86; 180; 70; 180; 70; 180; 70; 180; 48; 1016	1080 1080	0,8 1	До 7200 —	— —	2,45 3,1
САП-1500	15; 15; 125; 125; 125; 125; 125; 125; 125; 125; 50; 1030±5	1440 1440 1440 1440	0,8 1 1,5 2	До 8000 — — —	— — — —	3,2 3,78 5,66 7,56

Примечание Профиль САП-1500 производит Виденский завод конструкций; остальные профили — Воронежский завод алюминиевых конструкций.

длину 250 м, высоту от уровня пола до низа конструкций покрытий посередине пролета 18,65 м. Основными несущими элементами конструкций являются двухшарнирные рамы пролетом 80 м со стойками сплошного сечения и решетчатыми ригелями высотой 2 м (рис. 28.21). Стойки рам выполнены из стали; ригели (фермы) и прогоны — из алюминиевого сплава. Заводские соединения клепаные (кроме сварных прогонов); монтажные — на стальных кадмированных болтах. Для кровли применены волнистые листы толщиной 1 мм из технического алюминия типа АД1. Общая масса несущих алюминиевых конструкций 127 т, масса кровли 65 т. Масса алюминиевых конструкций составляет приблизительно $^1/_7$ стального эквивалента, а стоимость алюминиевых конструкций оказалась ниже стоимости стальных.

В здании павильона транспорта на Всемирной выставке в Брюсселе (рис. 28.22) размером в плане 69×192 м несущие конструкции выполнены из алюминия в виде сквозных ферм, имеющих дополнительные стойки и подвески. Наличие такой решетки уменьшает свободные длины элементов, что

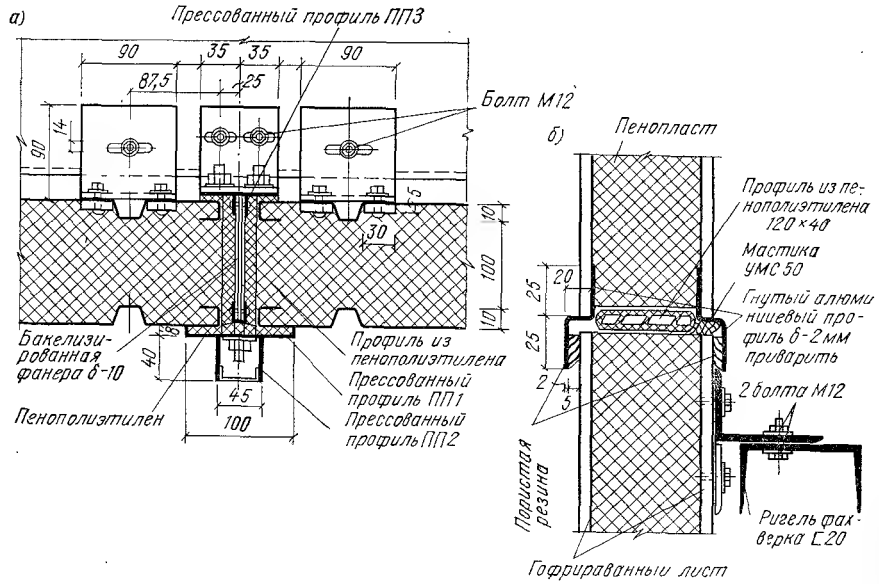


Рис. 28.19. Детали стыков стеновых панелей и их креплений к элементам каркасов
а — вертикальный стык; *б* — горизонтальный стык

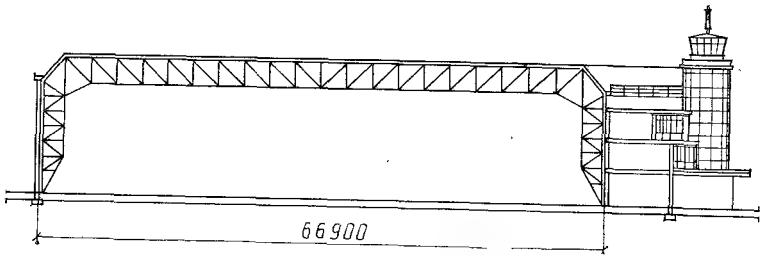


Рис. 28.20. Поперечный разрез ангара в Хэтфилде

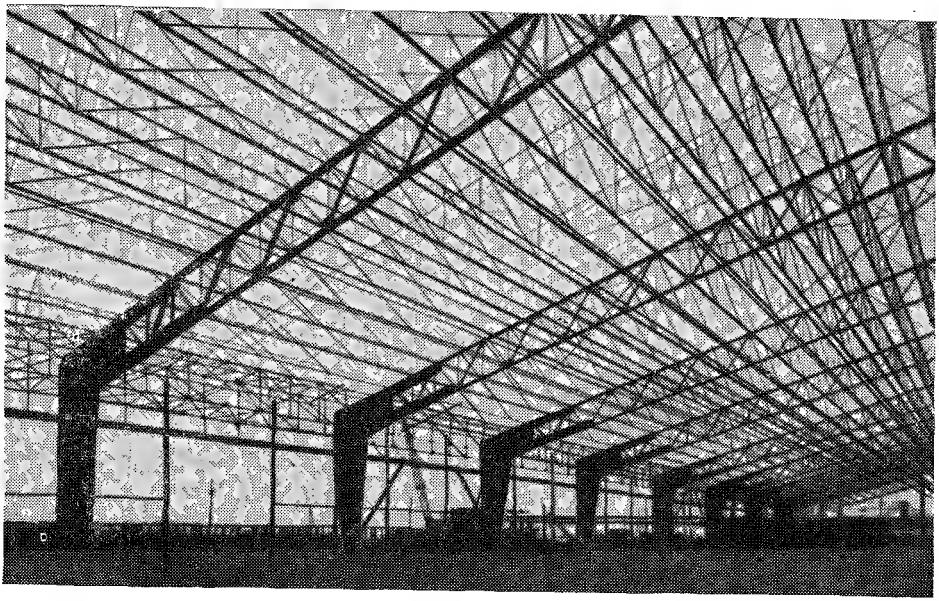
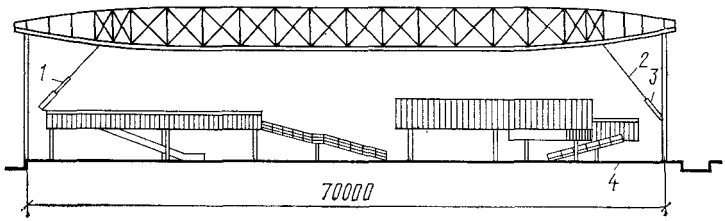


Рис. 28.21. Здание склада Бельгийской морской компании (Антверпен)

Рис. 28.22. Павильон транспорта на Брюссельской выставке (1958 г.)

1 — стальная труба диаметром 200 мм; *2* — тросы ветровых связей; *3* — компенсационная пружина; *4* — железобетонное основание



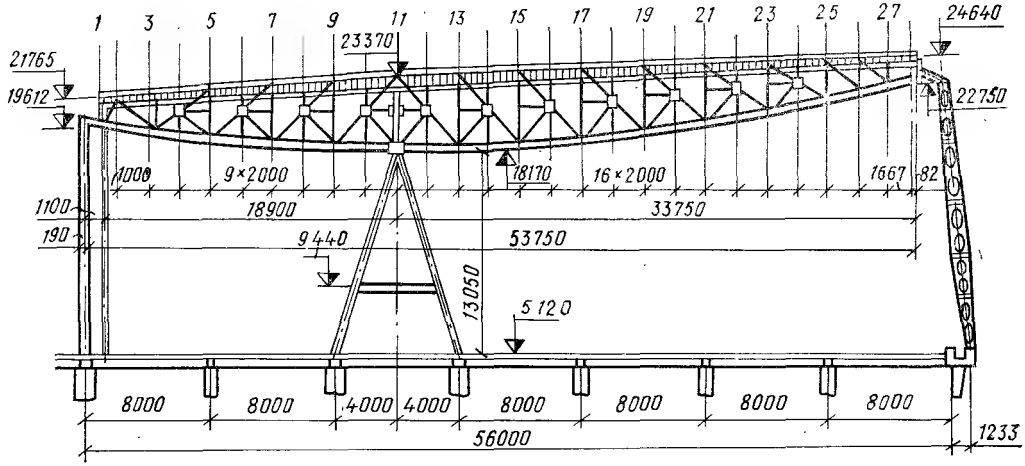


Рис. 28.23. Поперечный разрез здания аэровокзала на Брюссельской выставке

особенно важно для конструкций из алюминиевых сплавов. Кровля также выполнена из профилированных алюминиевых листов.

Интерес представляют также конструкции из алюминиевых сплавов, примененные для аэровокзала на Брюссельской выставке. Здесь в качестве несущих элементов были использованы сквозные одноконсольные фермы длиной 53 м (рис. 28.23), имеющие рыбообразную форму и шпренгельную раскосную решетку, также характеризующуюся малыми расчетными длинами элементов.

Алюминиевые сплавы широко применяются за рубежом в сочетающих несущие и ограждающие функции купольных конструкциях. Это объясняется тем, что алюминий обладает качествами, способствующими созданию пространственных систем, в первую очередь большими возможностями формообразования и малым весом.

Примером купольных конструкций является так называемый геодезический купол для выставочного павильона США в Москве, возведенный в 1959 г. (см. гл. 19). Основным элементом купола является алюминиевый анодированный лист в форме ромба, согнутый по большой диагонали. Вершины ромба по малой диагонали соединены распорками из алюминиевых круглых труб. Между собой такие пространственные элементы купола соединены стальными кадмированными болтами посредством специальной стальной штампованной детали.

В ВНР получили распространение арочные системы из алюминиевых сплавов пролетом до 40 м, где в качестве арки применены криволинейные элементы, образованные двумя слоями профилированного листа, соединенными решеткой из алюминиевых сплавов (рис. 28.24). Цилиндрический свод кругового очертания, построенный в Буда-

Рис. 28.24. Арочная система пролетом 40 м

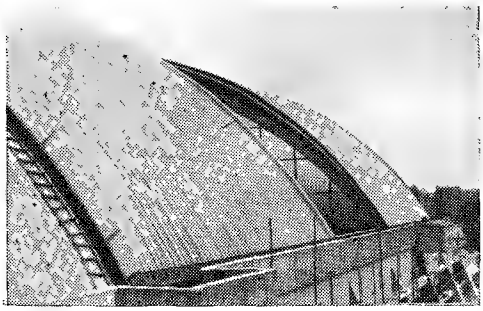


Рис. 28.25. Цилиндрический свод кругового очертания (Будапешт)

Рис. 28.27. Автодорожный мост через р. Сэгеней в Канаде

пеште (рис. 28.25), представляет собой трехслойную конструкцию, в которой наружные слои выполнены из алюминиевых профилированных листов, а средний слой выполнен из пенополиуретана. Клеевой слой обеспечивает хорошее соединение пенополиуретановой теплоизоляции с алюминиевыми листами по всей поверхности их соединения. Для регулирования температурно-влажностных условий, а также для возможности освещения бассейна в летнее время естественным светом часть покрытия выполнена раздвижной. Легкость, коррозионная стойкость, высокая теплоизолирующая способность, герметичность — все эти качества доказали преимущества такой конструкции над традиционными решениями.

В ФРГ построен выставочный павильон диаметром 32 м и высотой 10 м в форме гиперболоида вращения (рис. 28.26). Каркас состоит из круглых труб диаметром 80 мм и толщиной стенки 8 мм, выполненных из алюминиевого сплава. В местах пересечения трубы соединены между собой специальными узловыми элементами, выполненными из литейного алюминиевого сплава системы Al—Si—Mg, и подвергнуты термообработке. Каждый элемент состоит из четырех литых дисков диаметром 196 мм, толщиной 54 мм с полуцилиндрическими выемками для пропуска трубчатых элементов. Два средних диска соединены между собой высокопрочным болтом из нержавеющей стали, крайние диски соединены с примыкающими к ним средними также болтами. При таком решении узла обеспечивается неразрезность

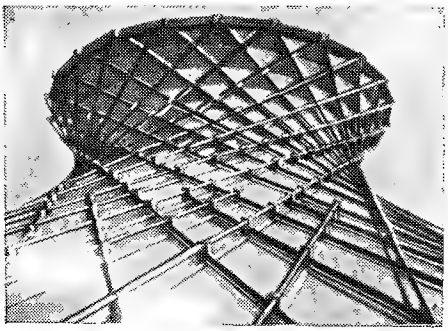


Рис. 28.26. Выставочный павильон в форме гиперболоида вращения (Ганновер)

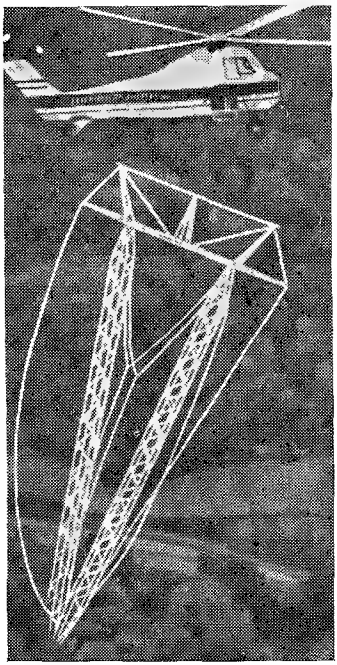


Рис. 28.28. Опора линии электропередачи. Монтаж с вертолета. Внизу — использованные прессованные профили

трубчатых элементов каркаса и возможность соединения их под любым углом. Концы трубчатых элементов закреплены в нижнем (опорном) и верхнем (центральном) кольцах. Кроме нижнего и верхнего колец предусмотрены три промежуточных кольца жесткости, выполненных из трубчатых профилей диаметром 100 мм со стенкой толщиной 12 мм. Монтировали конструкции методом навеса от фундамента к вершине. Поскольку масса любого монтажного элемента не превышала 10 кг, сборка велась вручную с автомобильных телескопических вышек, без кранового оборудования. Расход алюминия — 13 кг/м² поверхности оболочки.

Алюминиевые сплавы находят применение и для различных инженерных сооружений. К настоящему времени в разных странах построено свыше 30 мостов, в пролетных строениях которых применены алюминиевые сплавы. Наиболее значительным из них является автодорожный мост, построенный в 1949 г. через р. Сэгеней в Канаде, имеющий полную длину 153 м (рис. 28.27) и основной русловый пролет 88,5 м, перекрытый бесшарнирными арками сплошного коробчатого двухстенчатого сечения высотой 1,39 м. На мост при полной его ширине около 10 м было затрачено всего около 170 т алюминиевого сплава марки 26ST, типа Д16, имеющего предел текучести 350 МПа и принятое основное допускаемое напряжение 147 МПа.

Алюминиевые сплавы находят применение в краностроении. Во Франции стальные стрелы на двух кранах-драглайнах заменены алюминиевыми, что позволило удлинить их на 50% при сохранении грузоподъемности кранов. Из алюминиевых сплавов 2024-Т6 (системы Al—Cu—Mg) изготовляют стрелы кранов, элементы которых соединяют на болтах или заклепках.

Алюминиевые сплавы были использованы за рубежом и в мачтовых конструкциях. В Манчестере (Англия) построены телевизионные опоры высотой 18,3 м и массой 152 кг, в Дортмунде (ФРГ) — радиомачты высотой 76 м, имеющие массу около 1 т, опоры линии электропередачи (рис. 28.28).

Алюминиевые сплавы нашли применение в конструкциях буровых вышек для морских нефтепромыслов. Платформы для бурения в море изготовляют из труб сплава 6063-Т6 (системы Al—Mg—Si) с внешним диаметром 860 мм и толщиной стенки 9,4 мм.

Из алюминиевых сплавов изготовляют различного назначения трубопроводы, вентиляционные короба, нефте- и газопроводы, резервуары для хранения сжиженных газов, так как в условиях низких температур алюминиевые сплавы, обладающие высокой хладостойкостью, имеют преимущества перед другими материалами.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Алюминиевые сплавы.** Под ред. И. Н. Фридляндера, вып. 3, 4, 5, 6. М., Металлургия, 1964, 1966, 1968, 1969.

2. **Артемьева И. Н.** Алюминиевые конструкции. Л., Стройиздат, 1976.

3. Большепролетные пространственные покрытия из тонколистового алюминия. М., Стройиздат, 1975.

4. **Брауде З. И., Ляпин А. Г., Топилин Н. В.** Конструкции из алюминиевых сплавов. М., Стройиздат, 1964.

5. **Гильденгорн М. С., Керов В. С., Кривонос Г. А.** Прессование со сваркой полых изделий из алюминиевых сплавов. М., Металлургия, 1975.

6. **Ерманок М. З., Фейгин В. И.** Производство профилей из алюминиевых сплавов. М., Металлургия, 1972.

7. **Ерманок М. З., Фейгин В. И., Сухоруков Н. А.** Прессование профилей из алюминиевых сплавов. М., Металлургия, 1972.

8. **Кармилов С. С., Сафонова Р. Д., Герц Ф. Н.** Эффективные области применения строительных алюминиевых конструкций. — В кн.: Металлические конструкции, вып. 21/Под ред. Н. П. Мельникова. М., Стройиздат, 1977.

9. **Котляр Е. Ф.** Строительство конструкций из алюминиевых сплавов за рубежом. М., Госстройиздат, 1960.

10. **Лейтес С. Д.** К расчету сжато-изогнутых стержней из алюминиевых сплавов. — Промышленное строительство, 1969, № 6.

11. **Мельников Н. П.** Применение металлических конструкций во Франции. — Промышленное строительство, 1962, № 4, 5.

12. **Мельников Н. П.** Конструктивные формы Брюссельской выставки 1958 г. М., Госстройиздат, 1962.

13. **Мельников Н. П.** Развитие металлических конструкций. М., Стройиздат, 1965.

14. **Мельников Н. П.** Металлические конструкции. Ч. IV. Разд. «Конструктивные строительные формы из алюминиевых сплавов». М., ЦНИИПСК, 1967.

15. Металловедение алюминия и его сплавов. Справочное руководство. М., Металлургия, 1971.

16. **Новожилова Н. И.** Выносливость строительных алюминиевых сплавов. — Промышленное строительство, 1962, № 2.

17. **Попов С. А.** Алюминиевые строительные конструкции. М., Высшая школа, 1969.

18. Применение алюминиевых сплавов. Справочное руководство. М., Металлургия, 1973.

19. Производство полуфабрикатов из алюминиевых сплавов. Справочное пособие. М., Металлургия, 1971.

20. Прогрессивные металлические конструкции для промышленного строительства/Под ред. В. И. Лабзенко и Р. С. Флорова. М., Госстройиздат, 1963.

21. Строительные конструкции из алюминиевых сплавов. ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, вып. 1, 2, 3/Под ред. С. В. Тарановского. М., Госстройиздат, 1962, 1963, 1967.

22. **Трофимов В. И.** Ограждения сооружений из растянутых алюминиевых поверхностей. М., Стройиздат, 1975.

23. **Трофимов В. И., Тарановский С. В., Дукарский Ю. М.** Алюминиевые конструкции в промышленном строительстве. М., Стройиздат, 1973.

РАЗДЕЛ VII
ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

ГЛАВА 29. ВИДЫ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

29.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Среди многообразия инженерных идей и тенденций предварительное напряжение металлических конструкций начиная с 50-х годов благодаря своей прогрессивности находит все более широкое признание во всем мире.

Прогрессивность идеи предварительного напряжения заключается, с одной стороны, в возможности регулировать напряженное состояние по желанию проектировщика, а с другой — в расширении экономически выгодного диапазона применения сталей повышенной и высокой прочности.

Идея предварительного напряжения в металлических конструкциях сводится к созданию напряжений, уравновешивающихся внутри объема конструкций, которые повышают их несущую способность Это достигается загружением конструкции силами с тем, чтобы создать напряжения, обратные по знаку напряжениям от эксплуатационной нагрузки. При этом в процессе работы конструкции под эксплуатационной нагрузкой вначале погашаются (прорабатываются) предварительные напряжения σ_0, а затем основные напряжения нарастают до достижения расчетного сопротивления (рис. 29 1). Таким образом, повышается несущая способность металлического стержня на величину усилия предварительного напряжения, равного $F\sigma_0$.

Создавая предварительные напряжения, мы деформируем конструкцию. Эти деформации имеют обратные знаки деформациям при эксплуатационной нагрузке. Суммарная деформация не должна превышать нормативной

Предварительным напряжением можно не только повысить несущую способность, но и жесткость конструкции, или уменьшить конечные перемещения под нагрузкой (рис. 29.2), что во многих случаях является главной задачей при проектировании, обусловленной требованиями эксплуатации.

Эффективность предварительного напряжения повышается, если создавать его после частичного загружения конструкции постоянной нагрузкой. Еще больше можно повысить эффективность предварительного напряжения, если осуществлять его многоступенчатым способом (рис. 29 3). Многоступенчатое предварительное напряжение возможно при работе конструкции в основном на постоянные нагрузки, которые в этом случае прикладываются к конструкциям поэтапно, чередуясь с усилиями предварительного напряжения. Временная нагрузка прикладывается на последнем этапе загружения

Предварительное напряжение можно осуществлять при изготовлении конструкции на заводе или в процессе монтажа. Может быть использован комбинированный метод: создание на заводе предварительного напряжения в отдельных элементах и последующее предварительное напряжение конструктивного комплекса на монтаже. Целесообразность применения предварительного напряжения определяется технико-экономическим анализом. Необходимо, чтобы экономия, получаемая от предварительного напряжения (обычно экономия материала), превышала затраты, связанные с созданием предварительного напряжения. Есть конструкции, которые не могут быть созданы или нормально эксплуатироваться без предварительного напряжения (мачты, висячие покрытия и т. п.).

В настоящее время разработано много различных способов предварительного напряжения: обжатие затяжками; обжатие затяжкой с последующим соединением (с вальцовкой, приваркой и др.) ее с основной конструкцией; выгиб отдельных элементов; предварительное напряжение с использованием наклепа; различные искусственные приемы

Наибольшее распространение получил у нас и за рубежом способ создания предварительного напряжения с помощью затяжек из высокопрочной проволоки или круглых стержней. Применяя затяжку из материала, имеющего в 5—6 раз бо́льшую прочность в сравнении с материалом основной конструкции, мы можем получить экономичные предварительно-напряженные конструкции. Поэтому весьма эффективно предварительное напряжение в алюминиевых конструкциях в силу большой прочности и большого значения модуля упругости высокопрочной стали напрягающего элемента в сравнении с алюминием. Правда, этот эффект иногда значительно снижается из-за разности коэффициентов линейного расширения алюминия и стали.

Использование затяжки в качестве предварительно-напрягающего элемента основано на том, что в металле напрягаемого элемента создают предварительные напряжения σ_0 меньше расчетного сопротивления R, а в материале затяжки при этом возникают предварительные напряжения σ_{03}, также меньше расчетного сопротивления мате-

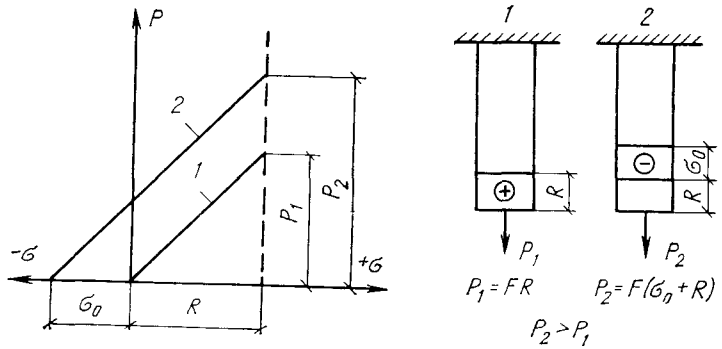


Рис. 29.1. Повышение несущей способности стержня созданием предварительного напряжения
1 — работа стержня без предварительного напряжения; *2* — то же, с предварительным напряжением

риала затяжки (проволоки) $R_з$. Если такой элемент затем подвергать растяжению, то его работа будет зависеть от степени использования несущей способности материала стержня и материала затяжки. Можно добиться наиболее полного использования материала стержня и затяжки. При этом, естественно, деформации такого стержня будут больше по сравнению с обычным стержнем из материала с расчетным сопротивлением R. Во время работы такого комбинированного стержня на растяжение во всех сечениях будут одинаковые деформации.

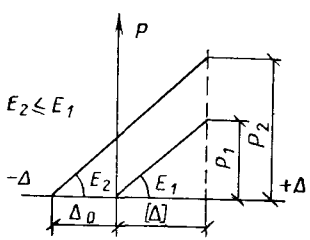


Рис. 29.2. Схема повышения несущей способности конструкции при расчете по предельным деформациям

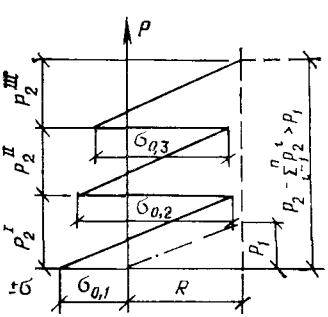


Рис. 29.3. Схема повышения несущей способности конструкции при многоступенчатом предварительном напряжении

29.2. ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ НАПРЯЖЕНИЕ СТЕРЖНЕЙ И КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

29.2.1. Предварительное напряжение затяжками

Одним из основных способов создания предварительного напряжения в конструкциях является натяжение их затяжками с заданным усилием.

С помощью затяжек можно создать предварительное напряжение практически в любых видах конструкций — в отдельных стержнях, балках, фермах, рамах, арках, пространственных системах и т. д. Размещение затяжек определяется схемой работы конструкции под нагрузкой, а величина усилия натяжения затяжки — расчетом. Затяжки изготовляют из высокопрочных материалов — стальные канаты, пучки и пряди из высокопрочной проволоки, арматурные стержни из высокопрочной стали. Экономия металла получается благодаря введению в работу конструкции высокопрочных материалов, а также в результате изменения статической схемы конструкции. Мощные затяжки натягиваются механическим способом (главным образом домкратами). В затяжках небольших длин (6—12 м) и сечений усилия могут создаваться электротермическим способом.

Усилие затяжки передается на конструкцию с помощью анкеров, имеющихся на концах затяжки, и анкерных упоров, размещаемых на конструкции в местах прикрепления затяжек.

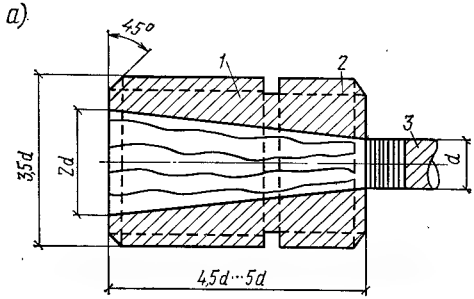


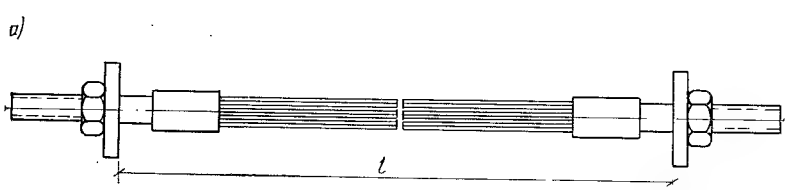
Рис. 29.4. Анкер стаканного типа

а — размеры стакана: *1* — стакан; *2* — упорная гайка; *3* — канат; *б* — общий вид

Для затяжек можно применять спиральные канаты: одиопрядные (ГОСТ 3063—66, 3064—66, 3065—66), семипрядные (тросы) с металлическим сердечником (ГОСТ 3067—74; 3068—74; 3081—69) и закрытые (ГОСТ 3090—73, 7676—73).

Расчетное сопротивлеиие витых светлых канатов принимается равным пределу прочности, умноженному иа коэффициент 0,65, а для оцинкованных канатов — иа коэффициент 0,6. Разрываются канаты при удлинениях порядка 4—7%. Каналы перед постановкой в конструкцию необходимо вытягивать усилием, на 15—20% превышающим расчетное усилие затяжки. Для канатов, прошедших вытяжку, можно прииимать модуль упругости равным $E=1{,}6\cdot10^5$ МПа. Затяжки из канатов для закреплеиия их на коиструкции, как правило, имеют анкеры стаканного типа (рис. 29.4). Вытяжку необходимо производить целиком изготовлеииых затяжек совместно с аикерными стаканами на концах, чтобы получить обмятие и уплотнение каната в стакане. Для затяжек со сравнительно небольшими усилиями (до 1000—1500 кН) возможно применение гильзоклиновых или гильзостержневых анкеров (рис. 29.5).

Затяжки из высокопрочной проволоки изготовляют в виде пучков. Проволоки в пучках могут располагаться или по периметру окружиости (трубчатое сечение), или сплошным пучком круглого и прямоугольного сечения. Из пучков сплошного сечения изготовляют наиболее мощные затяжки. Проволока применяется высокопрочная, гладкая арматурная (по ГОСТ 7348—63) диаметром 2,5—8 мм с расчетным сопротивлением 780—1120 МПа. Для затяжек трубчатого сечения примеияют аикерные крепления «колодка с пробкой» (рис. 29.6). В этом случае затяжки натягивают и закрепляют в анкере гидравлическим домкратом двойного действия.



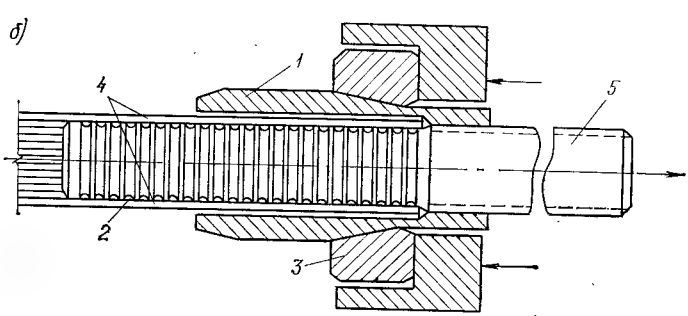


Рис. 29.5. Гильзостержневой анкер

а — затяжка с анкером; *б* — аикер; *1* — гильза; *2* — стержень; *3* — кольцо; *4* — затяжка трубчатого сечения; *5* — конец стержня с нарезкой

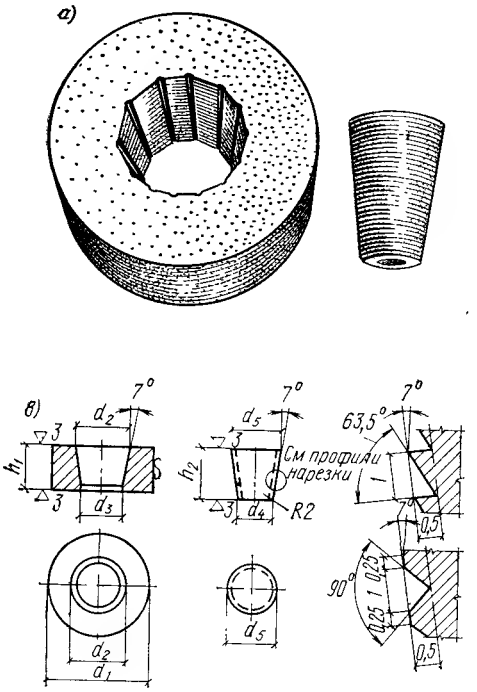


Рис. 29.6. Анкер «колодка с пробкой»

а — колодка; *б* — пробка; *в* — детали

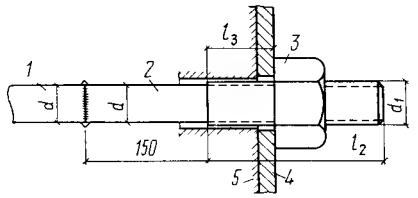


Рис. 29.7. Анкер для затяжки из стержней

1 — стержень; *2* — концевой элемент с резьбой; *3* — закрепляющая гайка; *4* — упорный лист; *5* — конструкция

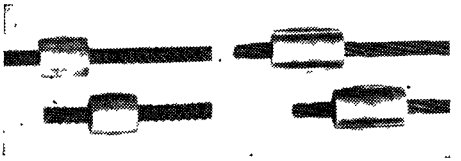


Рис. 29.8. Анкеры из опрессованных гильз

а — на стержнях, *б* — на прядях

Модуль упругости проволок в пучке можно принимать равным $2 \cdot 10^5$ МПа. Для пучков из высокопрочной проволоки малой мощности можно применять гильзостержневые анкеры, для мощных пучков применяют стаканные анкеры. Для затяжек из семипроволочных прядей с диаметром проволок 1,5—5 мм применяют те же анкерные устройства, что и для пучков из высокопрочной проволоки.

Сплошные стержни для затяжек изготовляют из термоупрочненных сталей классов Ат-V и Ат-VI, удовлетворяющих требованиям СНиП II-2-75 «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования». Возможно применение горячекатаной арматуры периодического профиля без упрочнения или упрочненной вытяжки (сталь Ст5, 30ХГ2С, 35ГС и др) с расчетным сопротивлением 400—510 МПа.

Затяжки из сплошных стержней заанкеривают закреплением гайками после натяжения стержня гидравлическим домкратом (рис. 29.7). Необходимая в этом случае нарезка на конце стержня ослабляет стержень (расчет затяжки ведется по площади нетто); поэтому рекомендуется приварка по концам затяжки стержней с нарезкой большего диаметра. Возможны также анкерные устройства в виде опрессованных стальных гильз на концах стержней (рис. 29.8). Натяжение затяжки создается электротермическим методом.

Коэффициент условий работы для анкерных устройств $m=0{,}65$. Коэффициент релаксации напряжений в затяжках из пучков проволоки или канатов принимается равным 0,95.

Податливость анкеров принимается: для анкеров в виде гаек и клиновидных шайб $\Delta_а=0{,}1$ см; для анкеров с прокладками $\Delta_а=0{,}2$ см. Контролируемое усилие $X_к$ напрягающего элемента (затяжки) с учетом релаксации и податливости опор определяется по формуле

$$X_к = 1{,}05X + \Delta_а \frac{F_з E_з}{l}, \qquad (29.1)$$

где $F_з$ и $E_з$ — площадь и модуль упругости затяжки; X — расчетное усилие затяжки; l — длина затяжки.

При расчете конструкций, предварительно-напряженных затяжками, расчетное усилие предварительного напряжения X принимается с коэффициентами перегрузки, учитывающими несовершенство методов контроля предварительного напряжения. Если усилие предварительного напряжения контролируется косвенными методами, то коэффициенты перегрузки принимаются $n_1=1{,}1$ и $n=0{,}9$. Косвенными методами считаются при натяжении затяжки оттягивающими болтами — контроль величины усилия, необходимого для натяжения болта; при натяжении затяжки клиньями — контроль величины усилия, необходимого для забивки или вдавливания клиньев и т. п. При надежном прямом контроле за предварительным напряжением — манометрами на домкратах, измерением напряжений или перемещения конструкции приборами и т. п. — коэффициенты перегрузки принимаются равными единице.

Коэффициент перегрузки $n_1=1{,}1$ учитывается в двух случаях:

а) при проверке конструкции в стадии

предварительного напряжения для всех рассчитываемых стержней и сечений;

б) при проверке конструкций в стадии загружения ее внешней нагрузкой для стержней и сечений, у которых напряжения от внешней нагрузки совпадают по знаку с предварительными напряжениями или предварительные напряжения больше по величине и противоположны по знаку напряжениям от внешней нагрузки.

Коэффициент перегрузки $n_2=0{,}9$ учитывается при проверке конструкции в стадии загружения внешней нагрузкой для стержней и сечений, у которых напряжения от внешней нагрузки больше по величине и противоположны по знаку предварительным напряжениям.

29.2.2. Стержни, работающие на растяжение

Стержни, воспринимающие значительные осевые растягивающие усилия (затяжки арок, нижние пояса тяжелых ферм и ригелей рам, подвески и т. п.), можно предварительно напрягать затяжкой из высокопрочных сталей (рис. 29.9). Положительным результатом является эффективное использование высокопрочных сталей и снижение благодаря этому общей массы конструкции. Возможные сечения стержней с расположением по ним затяжек показаны на рис. 29.10. Чтобы обеспечить устойчивость стержней в процессе натяжения, затяжки со стержнем соединяют диафрагмами, обеспе-

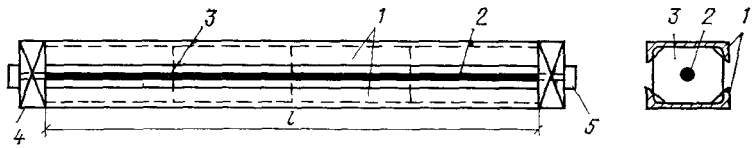


Рис. 29.9. Схема элемента, предварительно-напряженного затяжкой

1 — жесткий стержень (F_1); *2* — затяжка (F_2); *3* — диафрагма; *4* — торцевые элементы; *5* — анкерные закрепления затяжки

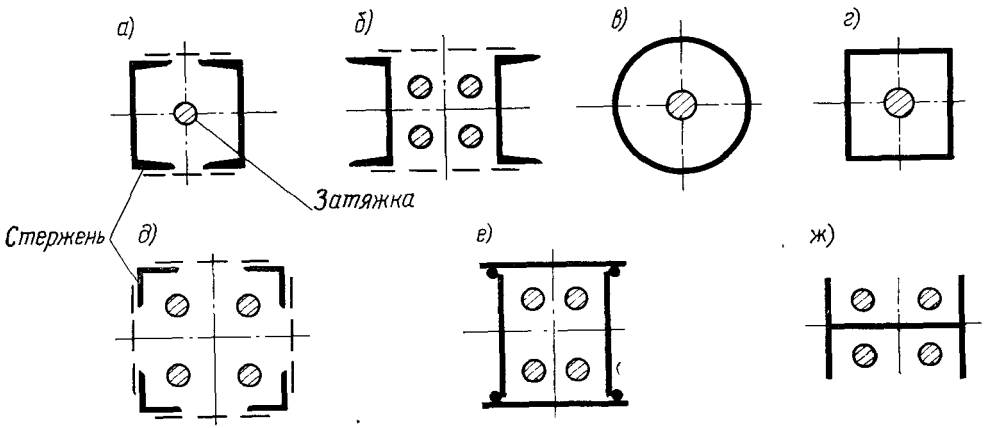


Рис. 29.10. Типы (*а—ж*) сечений стержней с затяжками

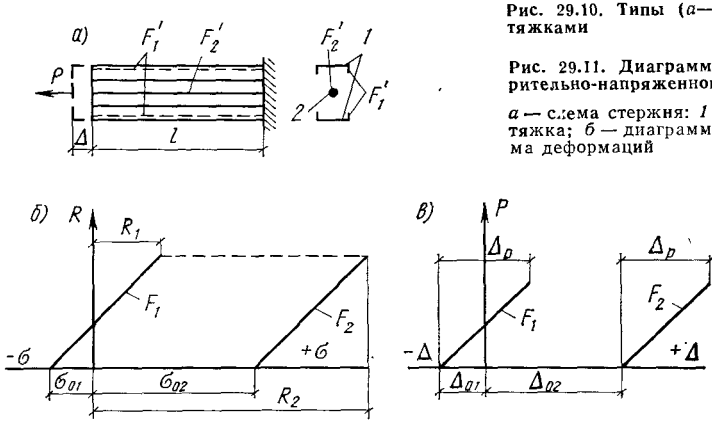


Рис. 29.11. Диаграмма работы элемента, предварительно-напряженного затяжкой

а — схема стержня: *1* — жесткий стержень; *2* — затяжка; *б* — диаграмма напряжений; *в* — диаграмма деформаций

чивающими перемещение затяжки вдоль стержня и совместное перемещение затяжки и стержня в поперечном направлении. Расстояния между диафрагмами определяют свободную длину стержня при работе его на сжатие в процессе натяжения затяжки. Можно повысить эффективность предварительного напряжения, если часть нагрузки передать на стержень до предварительного напряжения его. Необходимо так подобрать сечения затяжки и стержня и величину предварительного напряжения, чтобы суммарные напряжения достигли расчетных сопротивлений в затяжке и стержне одновременно (рис. 29.11).

Из рассмотрения условий напряженного состояния элемента при предварительном напряжении и под нагрузкой и при совместности продольных деформаций затяжки и стержня под нагрузкой получены расчетные формулы:

требуемая площадь сечения стержня

$$F_1 = P_q \left[\frac{k - m\left(\frac{\sigma_{01}}{R_1} + 1\right)(1+n)}{\left(\frac{\sigma_{01}}{R_1} + 1\right)(k-m)\,R_1} \right]; \quad (29.2)$$

требуемая площадь сечения затяжки

$$F_3 = P_q \frac{\sigma_{01}/R_1\,(1+n)}{\left(\frac{\sigma_{01}}{R_1} + 1\right)(k-m)\,R_1}; \quad (29.3)$$

усилие предварительного напряжения

$$X = P_q \times \left[n + \frac{\sigma_{01}}{R_1} \frac{k - m\left(\frac{\sigma_{01}}{R_1} + 1\right)(1+n)}{\left(\frac{\sigma_{01}}{R_1} + 1\right)(k-m)} \right]; \quad (29.4)$$

$$m = \frac{E_3}{E_1}; \quad k = \frac{R_3}{R_1}; \quad n = \frac{P_p}{P_q},$$

где P_q — нагрузка, приложенная к элементу после создания предварительного напряжения; P_p — нагрузка, приложенная к элементу до предварительного напряжения; E_1 и R_1 — модуль упругости и расчетное сопротивление материала стержня; E_3 и R_3 — то же, затяжки; σ_{01} — предварительное напряжение в стержне.

Зависимости площадей F_1 и F_2 от параметров σ_{01}/R_1, k и m при заданных P_p и P_q для $R_1=210$ МПа показаны на графике рис. 29.12.

Зависимость суммарной площади (F_1+F_2) от тех же параметров показана на рис. 29.13.

На рис. 29.14 показано снижение массы предварительно-напряженного элемента по сравнению со стержнем, выполненным из стали с $R=R_1$. При отношении $\sigma_{01}/R_1=1$ можно достигнуть уменьшения затраты металла до 50%.

Снижение стоимости предварительно-напряженного элемента по сравнению со стержнем из стали с расчетным сопротивлением $R=R_1$ без предварительного напряжения показано на рис. 29.15. Из графика видно, что предварительное напряжение стальными затяжками стержней из алюминиевых сплавов ($m=3$) эффективнее предварительного напряжения стальных стержней. Принято, что стоимость материала затяжки в 3 раза больше стоимости материала стального стержня и в 5 раз меньше стоимости алюминиевого сплава.

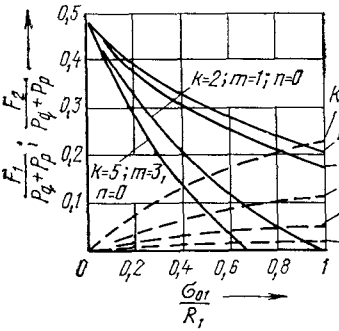


Рис. 29.12. Зависимость площадей F_1 и F_2 от параметра σ_{01}/R_1 при различных k и m (R_1=210 МПа) (пунктир — F_2, сплошная — F_1)

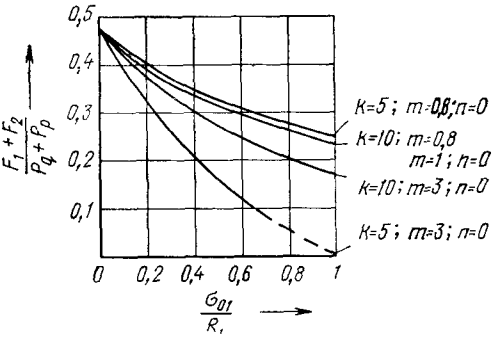


Рис. 29.13. Зависимость суммарной площади (F_1+F_2) от параметра σ_{01}/R_1 при различных k и m (R_1=210 МПа)

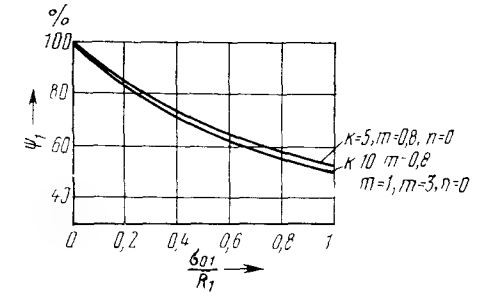


Рис. 29.14. Масса предварительно-напряженного элемента, % от массы элемента без предварительного напряжения

При предварительном напряжении стальными затяжками стержней из алюминиевого сплава снижается стоимость и масса элемента, а также уменьшается деформа-

тивность стержня. При этом затяжку целесообразно брать с низким расчетным сопротивлением, так как в этом случае она бо́льшую часть усилия принимает на себя и снижается масса более дорогого алюминиевого сплава. И наоборот, при предварительном напряжении стальных стержней целесообразнее принимать затяжки с высоким расчетным сопротивлением.

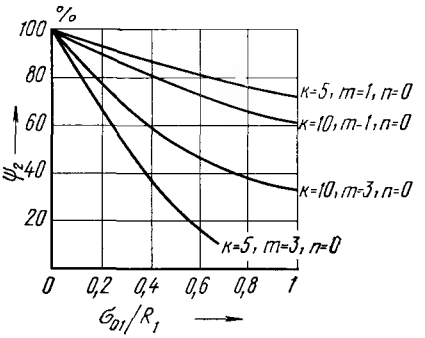


Рис. 29.15. Стоимость предварительно-напряженного элемента, % от стоимости элемента без предварительного напряжения

Устойчивость стержня в процессе предварительного напряжения проверяют по формуле

$$X \leqslant \frac{(c+1)^2 \pi^2 EJ}{l^2} m, \qquad (29.5)$$

где c — число связей (диафрагм) между стержнем и затяжкой, поставленных на равных расстояниях; EJ — жесткость стержня; l — длина стержня; $m = 0{,}8$ — коэффициент условия работы, учитывающий наличие зазоров между затяжкой и диафрагмами.

В конструкциях, предварительно-напрягаемых затяжками, контролируемое в процессе напряжения усилие X_k, определяемое по формуле (29.1), должно быть несколько больше расчетного X, чтобы компенсировать обмятие в анкерных устройствах и релаксацию напряжений, приводящих к некоторому уменьшению усилия.

Деформативность предварительно-напряженных элементов по сравнению с деформативностью стержней без предварительного напряжения определяется по формулам:

для стержня, выполненного из материала затяжки:

$$\frac{\Delta l}{\Delta l_0} = \frac{(\sigma_{01} + R_1)\, l E_3}{E_1 R_3 l} = \frac{\left(\frac{\sigma_{01}}{R_1} + 1\right) m}{k}; \qquad (29.6)$$

для стержня, выполненного из материала стержня

$$\frac{\Delta l}{\Delta l_0} = \frac{(\sigma_{01} + R_1)\, l E_1}{E_1 R_1 l} = \frac{\sigma_{01}}{R_1} + 1, \qquad (29.7)$$

где Δl — деформация предварительно-напряженного стержня; Δl_0 — деформация стержня без предварительного напряжения.

По формуле (29.6) при k, равном 5, деформативность не превышает 40%, при k, равном 10—20%. По формуле (29.7) деформативность предварительно-напряженного стержня может находиться в пределах

$$1 < \Delta l / \Delta l_0 < 2.$$

29.2.3. Стержни, работающие на сжатие

Сжатые предварительно-напряженные стержни обычно компонуют из ствола и тяг, напрягающих ствол. Тяги принимают участие в общей работе стержня на сжатие в пределах созданного в них предварительного растяжения. Из предварительно-напряженных стержней проектируют мачты высотой до 160 м.

Мачты строят из одной или нескольких последовательно сопряженных однотипных секций, поддерживаемых в вертикальном положении оттяжками; каждая секция представляет собой трубчатую стойку, усиленную с четырех сторон предварительно-напряженными шпренгельными системами. Такие системы мачт высотой до 164 м оказались весьма экономичными по расходу стали и простыми в монтаже. Аналогичные системы могут быть применены в опорах линии электропередачи и других

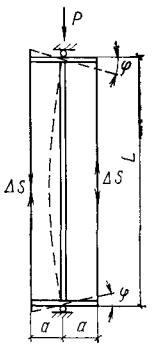


Рис. 29.16. Схема стержня с предварительно-натянутыми параллельными тягами

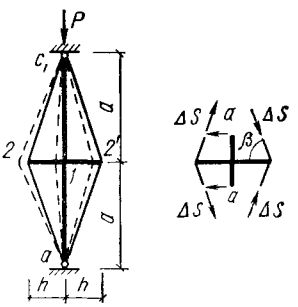


Рис. 29.17. Стержень с одиночным шпренгелем

гибких элементах, работающих на сжатие.

Рассмотрим несколько случаев проверки устойчивости стержней с предварительным напряжением.

Первый случай — усиление стержня предварительно-натянутыми параллельными тягами, шарнирно-закрепленными к полкам (рис. 29.16).

При потере устойчивости фланцы повернутся на угол φ, в тягах появится усилие ΔS; из условий деформаций

$$\Delta S = 2\frac{E_з F_з}{l} a\varphi.$$

Зная усилие ΔS и расстояние тяг от центра стержня a, можно определить момент на концах стержня, который будет обратным по знаку моменту, возникающему в стержне при потере устойчивости. Таким образом, задача устойчивости сводится к нахождению критической силы сжатого стержня с приложенными на концах моментами.

Критическая сила

$$P_{кр} = \frac{\nu_0^2 E_1 J_1}{l^2}. \qquad (29.8)$$

Значение ν, определяющее критическую нагрузку, зависит от отношения модулей упругости и геометрических характеристик системы.

Если тяги мощнее стержня и фланцев и обеспечивают полное защемление концов стержня, то $\nu = 2\pi$, а критическая сила

$$P_{кр} = \frac{4\pi^2 E_с J_с}{l^2}. \qquad (29.9)$$

Обычно ν берется в пределах 4,5—5,5. Выбрав значения ν, можно подобрать площадь тяг, пользуясь уравнением

$$F_з = \frac{\dfrac{\nu}{\operatorname{tg}\nu} + \dfrac{\nu}{\sin\nu}}{4E_з a^2} E_1 J_1. \qquad (29.10)$$

Из этой формулы видно, что при заданном $P_{кр}$ можно подобрать площади тяг и стержня. Поскольку площадь тяг зависит от их расстояния от оси стержня a, то, варьируя этим расстоянием, можно найти оптимальные формы сжатого предварительно-напряженного стержня.

Минимальные значения силы предварительного напряжения X находят из условий равенства деформаций стержня и тяг при достижении критической силы

$$X = \frac{P_{кр}}{\left(1 + c\dfrac{E_1 F_1}{E_з F_з}\right)}, \qquad (29.11)$$

где $P_{кр} \approx \dfrac{4\pi^2 E_1 J_1}{l^2}$;

c — число тяг.

Второй случай — стержни с одиночным шпренгелем (рис. 29.17). При сжатии стержень будет удерживаться стойкой, соединенной со шпренгелем. При этом смещение узла *1* вызовет напряжения в тягах, расположенных слева и справа от стержня.

Сечение тяг подбирают так, чтобы $\nu = \pi$, тогда:

$$F_з = \frac{\pi^2 E_1 J_1}{2a^2 E_з \sin^2\beta\cos\beta}; \qquad (29.12)$$

$$P_{кр} = \frac{\nu^2 E_1 J_1}{a^2}. \qquad (29.13)$$

Усилия предварительного натяжения тяг определяют из условия равенства удлинения тяг и укорочения стержня при достижении $P_{кр}$:

$$X = \frac{P_{кр}}{\dfrac{F_1}{F_з}\dfrac{E_1}{E_з}\cos\beta}. \qquad (29.14)$$

Третий случай — внецентренно-сжатый предварительно-напряженный сквозной стержень[1].

Внецентренно-сжатый с равными концевыми эксцентрицитетами сквозной стержень постоянного сечения при изгибе в плоскости, совпадающей с плоскостью расположения решетки и усиленный со стороны выпучивания высокопрочной затяжкой, имеющей со стержнем n точек контакта (рис. 29.18), проверяют по формуле

$$\frac{P}{\varphi_{вн}\varphi_в(1-\alpha)F} \leq R, \qquad (29.15)$$

где P — расчетная нагрузка на стержень; F — площадь поперечного сечения ветвей стержня брутто; $\varphi_в$ — коэффициент продольного изгиба ветви, определяемый по гибкости ветви в плоскости изгиба на участке между узлами решетки; ($\lambda_в < \lambda_{пр}$);

[1] Составлено В. В. Михайловым.

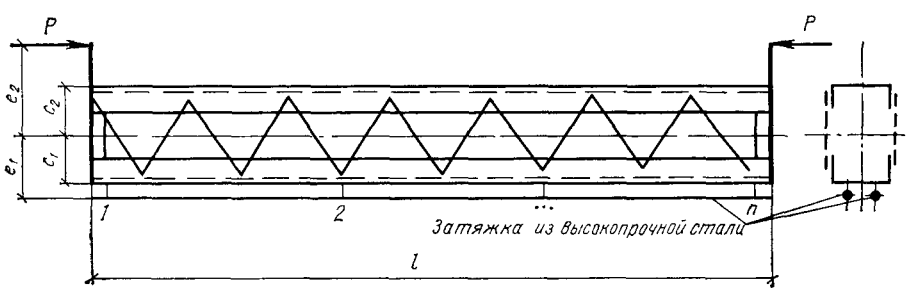


Рис. 29.18. Внецентренно-сжатый предварительно-напряженный сквозной стержень

$\varphi_{вн}$ — коэффициент, определяемый по гл. 4 в зависимости от приведенной условной гибкости и относительного приведенного эксцентрицитета $m_{пр}$, определяемого по формуле (29.16); $\alpha = \frac{\eta_0 X}{P_0}$ — коэффициент, характеризующий влияние величины предварительного напряжения на несущую способность стержня; X — усилие предварительного напряжения; $P_0 = P + \eta_0 X$ — суммарное усилие в стержне от внешней нагрузки и от предварительного напряжения; $\eta_0 = \frac{X + X_1}{X}$ — коэффициент самонапряжения, определяемый по формуле (29.18); X_1 — усилие самонапряжения, определяемое по формуле (29.19):

$$m_{пр} = k\left[m_2(1-\alpha) - \alpha\frac{m_1}{A} - \frac{\alpha\varphi_{вн} m_1 \bar{\lambda}_{пр}^2 \bar{\lambda}_0^2 (1-\alpha)}{8\eta A\left(\bar{\lambda}_0^2 + 0{,}234\,\bar{\lambda}_{пр}^2\right)}\right] \geqslant 0; \qquad (29.16)$$

$$k = 1 - \alpha\left(1 - \cos\frac{\pi\bar{\lambda}_{пр}}{2\bar{\lambda}_0}\right)$$

(если $m_{пр} < 0$, то необходимо уменьшить α или m_1, где m_1 и m_2 — относительные эксцентрицитеты расположения затяжки и приложения внешней нагрузки, определяемые по формуле

$$m_2 = e_2\frac{Fc_2}{J_x}; \quad m_1 = e_1\frac{Fc_1}{J_x}; \qquad (29.17)$$

здесь e_1, e_2, c_1 и c_2 — показаны на рис. 29.18; J_x — момент инерции стержня относительно свободной оси; $\bar{\lambda}_0$ — условная гибкость эквивалентного центрально-сжатого стержня, определяемая по формуле (29.23); A — коэффициент асимметрии, равный отношению момента сопротивления W_2 для наиболее сжатого (от действия нагрузки) волокна сечения к моменту сопротивления W_1 для крайнего волокна со стороны затяжки; $\lambda_{пр}$ — приведенная гибкость (определяется по гл. 4).

Коэффициент самонапряжения

$$\eta_0 = \frac{\alpha P}{\alpha P - X_1(1-\alpha)}. \qquad (29.18)$$

Усилие самонапряжения в затяжке

$$X_1 = \frac{E_з F_з}{r\lambda_{пр}\left(1 + \frac{E_з F_з e_1^2}{EJ} + \frac{F_з E_з}{EF}\right)} \times \left[-e_1 f\frac{\pi}{\lambda_0 r}\left(\cos\frac{\pi(\lambda_{пр}+\varphi)}{\lambda_0} - \cos\frac{\pi\varphi}{\lambda_0}\right) + \frac{\alpha P e_1 \lambda_{пр} r}{(1-\alpha)EJ} - \frac{(1-\alpha)\varphi_{вн} R\lambda r}{E}\right], \qquad (29.19)$$

где $F_з = \alpha\varphi_{вн}\frac{R}{R_з}F$; λ_0 — гибкость эквивалентного центрально-сжатого стержня; r — радиус инерции стержня; f — стрелка прогиба эквивалентного центрально сжатого стержня;

$$f = \frac{(1-\varphi_{вн})J_x}{k\varphi_{вн}Fc_2}. \qquad (29.20)$$

Сдвиг фазы

$$\Phi = \frac{\lambda_0}{\pi}\arccos\frac{e_{пр}\left(1 - \cos\frac{\pi\lambda_{пр}}{\lambda_0}\right)}{f\sin\frac{\pi\lambda_{пр}}{\lambda_0}}, \qquad (29.21)$$

где $e_{пр}$ — эквивалентный приведенный концевой эксцентрицитет;

$$e_{пр} = \frac{m_{пр}}{k}\frac{J_x}{Fc_2}. \qquad (29.22)$$

Условная гибкость эквивалентного центрально-сжатого стержня

$$\left.\begin{aligned} \bar{\lambda}_0 &= \frac{2}{\sqrt{\varphi_{вн}}}\arccos\frac{0{,}07\varphi_{вн}}{1-\varphi_{вн}}; \\ \lambda_0 &= \bar{\lambda}_0\sqrt{\frac{E}{R}}. \end{aligned}\right\} \qquad (29.23)$$

Для определения несущей способности предварительно-напряженного в плоскости изгиба сквозного стержня задаются значением $0 \leqslant \alpha \leqslant 1$. Используя формулы (29.15)—(29.17), определяют значение P методом итерации. На первом шаге итерации в формуле (29.16) принимают $k = 1$ и третьим членом пренебрегают; на втором шаге итерации, используя формулы (29.18)—(29.23), находят скорректированное значение P_1, а по нему — скорректированное значение $m_{пр}$. Для дальнейшего уточнения P цикл следует повторить. Затем определяют усилие предварительного напряжения

$$X = \frac{\alpha P}{(1-\alpha)\eta_0}. \qquad (29.24)$$

Необходимо проверить выполнение условия прочности в стадии предварительного напряжения

$$\sigma = \frac{X}{F} + \frac{Xe_1c_1}{J_x} < R \qquad (29.25)$$

и устойчивость сжатой в стадии предварительного напряжения ветви на расстоянии между узлами решетки в плоскости изгиба и на участке между точками закрепления затяжки из плоскости изгиба.

Сжатую в стадии нагружения ветвь необходимо проверить на устойчивость из плоскости изгиба по формулам:

$$\left.\begin{aligned} &\frac{N_в}{\varphi_в F_в} \leqslant R; \\ &N_в = \frac{Py}{(1-\alpha)h} + \frac{Pe_{пр}}{(1-\alpha)h}, \end{aligned}\right\} \qquad (29.26)$$

где $N_в$ — продольная сила, действующая на ветвь; y — расстояние от центра тяжести

сечения стержня до ветви, противоположной рассматриваемой; h — расстояние между осями ветвей; $\varphi_в$ — коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от гибкости ветви из плоскости изгиба; $F_в$ — площадь сечения рассматриваемой ветви.

Элементы решетки следует рассчитывать на поперечную силу, равную большей из величин: условной поперечной силе, определенной по указаниям гл. 4, или поперечной силе, определенной по формуле

$$Q = \frac{FR}{k}\sqrt{\varphi_{вн}\left[\left(1-\varphi_{вн}\right)^2 - m_{пр}^2\varphi_{вн}^2\right]\frac{R}{E}}\ . \qquad (29.27)$$

29.2.4. Балки, предварительно-напрягаемые затяжками

Симметричный двутавр. С малой погрешностью, пренебрегая величинами моментов инерции полок двутавра относительно их собственных (горизонтальных) осей, для двутавра можно принять следующие геометрические зависимости:

$$\left.\begin{aligned} h &= F^{1/2}\,n^{1/2}\,k^{1/2}\ ; \\ W &= \frac{F^{3/2}\,n^{1/2}\,k^{1/2}}{6}\,(3-2k) = \\ &= \frac{Fh}{6}\,(3-2k); \\ F_с &= kF;\ \ F_п = (1-k)\,F, \end{aligned}\right\} \qquad (29.28)$$

где n — отношение высоты стенки h к ее толщине $d(n=h/d)$; k — отношение площади сечения стенки $F_с$ к площади сечения всего двутавра F $(k=F_с/F)$.

Максимальный момент сопротивления балки при постоянном n получается, если $k=0{,}5$;

$$W_{макс} = 1{,}414\frac{F^{3/2}\,n^{1/2}}{6} = \frac{Fh}{3}. \qquad (29.29)$$

Затяжку, создающую предварительное напряжение двутавра, можно располагать в плоскости нижней полки двутавра или ниже ее на некотором расстоянии.

Балка с затяжкой, расположенной в плоскости нижней полки, показана на рис. 29.19, *а*. Сила P предварительного натяжения в затяжке сжимает балку и выгибает ее вверх; напряжение в нижней и верхней

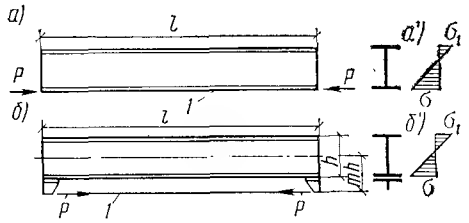


Рис. 29.19. Предварительно-напряженные балки

а — с затяжкой, расположенной в плоскости нижней полки; *б* — с затяжкой, расположенной ниже нижней полки; *а'* и *б'* — эпюры нормальных напряжений; *1* — затяжка

полках балки от предварительного натяжения

$$\sigma = -\frac{2P}{F}\,\frac{3-k}{3-2k}\ ;\quad \sigma_1 = \frac{2P}{F}\,\frac{k}{3-2k}\ . \qquad (29.30)$$

Соотношение напряжений в полках

$$\frac{\sigma_1}{\sigma} = -\frac{k}{3-k}\ . \qquad (29.31)$$

Эффективность предварительного напряжения тем больше, чем выше абсолютное значение отношения σ_1/σ. Максимальное значение этой величины получается при $k=1$; значит, предварительное напряжение особенно эффективно для балок с малой площадью сечения полок. При $k=0{,}5$ напряжение растяжения в верхнем поясе составляет 20% напряжения сжатия в нижнем поясе.

Увеличение несущей способности балки при предварительном напряжении может быть оценено следующим образом. Сила P создает в нижнем поясе напряжение $\sigma = \alpha R$, где α — коэффициент; R — расчетное сопротивление. Напряжение растяжения в верхнем поясе

$$\sigma_1 = \alpha R\,\frac{k}{3-k}\ .$$

Увеличение несущей способности балки при заданном значении k:

$$\frac{R+\sigma_1}{R} = 1 + \alpha\,\frac{k}{3-k}\ . \qquad (29.32)$$

В табл. 29.1 приведены численные значения увеличения несущей способности балки при различных значениях k при $\alpha=1$.

Таблица 29.1 **Увеличение несущей способности балки при различных значениях k и при $\alpha=1$**

k	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
$1+\frac{k}{3-k}$	1,111	1,154	1,2	1,25	1,304	1,314

При определении силы предварительного напряжения P следует иметь в виду, что балка с затяжкой представляет собой статически неопределимую систему и при изгибе такой балки в затяжке возникает дополнительное напряжение, определяемое из равенства

$$x = \frac{\displaystyle\int_0^1 \frac{\overline{M}_x M_p}{EJ}\,dl + \sum \frac{\overline{N}_x N_p}{EF}\,l}{\displaystyle\int_0^1 \frac{\overline{M}_x^2}{EJ}\,dl + \sum \frac{\overline{N}_x^2}{EJ}}\ . \qquad (29.33)$$

Происходит как бы самонапряжение системы, которое может быть учтено соответствующим увеличением коэффициента α.

Наивыгоднейшая форма двутавровой балки определяется из следующих условий При $\alpha=1$ изгибающий момент предварительно-напряженной балки

$$M'=R\frac{F^{3/2}n^{1/2}}{6}k^{1/2}(3-2k)\frac{3}{3-k}. \quad (29.34)$$

Максимальное значение M' получим при $k=0{,}658$, и тогда

$$M'_{\text{макс}}=1{,}75R\frac{F^{3/2}n^{1/2}}{6}. \quad (29.35)$$

Таким образом, при предварительном напряжении наиболее выгоден симметричный двутавр, у которого площадь сечения полок равна $1-k=0{,}342$ всей площади сечения балки. Изгибающий момент двутавровой балки наивыгоднейшего сечения без предварительного напряжения, согласно (29.29),

$$M_{\text{макс}}=1{,}414R\frac{F^{3/2}n^{1/2}}{6}.$$

Несущая способность наиболее выгодной предварительно-напряженной балки по сравнению с наиболее выгодной ненапряженной балкой той же площади сечения ($M'_{\text{макс}}/M_{\text{макс}}=1/75/1{,}414=1{,}24$) на 24% больше.

Площадь сечения затяжки

$$\left.\begin{aligned} F_з&=\frac{P}{R_з};\quad \alpha R=\frac{2P}{F}\frac{3-k}{3-2k};\\ \frac{F_з}{F}&=\alpha\frac{R}{R_з}\frac{3-2k}{2(3-k)}.\end{aligned}\right\} \quad (29.36)$$

В табл. 29.2 дано отношение, %, площади сечения затяжки $F_з$ к площади сечения F балки при $\alpha=1$. Отношение $R_з/R$ обозначено через μ. Сечение затяжки составляет 4—15% сечения балки.

Таблица 29.2. **Отношение $F_з/F$**

k	$F_з/F$, % при μ равном					
	3	4	5	6	7	8
0,3	14,8	11,1	8,9	7,4	6,3	5,5
0,5	13,3	10	8	6,7	5,7	5
0,7	11,6	8,7	7	5,8	5	4,3

При работе балки только на постоянную нагрузку возможно чередование предварительного напряжения с загружением постоянной нагрузкой; в этом случае можно получить по всему сечению балки прямоугольную эпюру напряжения сжатия, т. е. сжатие в двутавровом сечении и растяжение в затяжке.

Предельно возможный изгибающий момент в предварительно-напряженной балке $M'=RF\frac{h}{2}$. Отношение этого момента к предельному моменту той же балки без предварительного напряжения составляет

$$\frac{M'}{M}=\frac{3}{3-2k}.$$

При $k=0{,}5$ момент M' увеличивается на 50%.

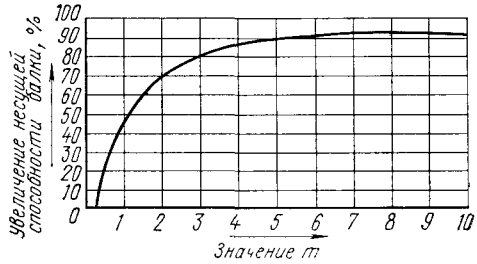


Рис. 29.20. Кривая увеличения, %, несущей способности предварительно-напряженной балки с затяжкой, расположенной ниже нижней полки в зависимости от расстояния затяжки до оси балки

Практически предварительное напряжение вдоль балки должно быть ступенчатым.

Балка с затяжкой, расположенной ниже нижней полки, изображена на рис. 29.19, *б*. При размещении затяжки на расстоянии mh от нейтральной оси балки напряжения в поясах от предварительного натяжения силой P будут соответственно равны:

$$\left.\begin{aligned}\sigma&=-\frac{P}{F}\frac{3(2m+1)-2k}{3-2k};\\ \sigma_1&=\frac{P}{F}\frac{3(2m-1)+2k}{3-2k}.\end{aligned}\right\} \quad (29.37)$$

Увеличение несущей способности такой предварительно-напряженной балки

$$\frac{R+\sigma_1}{R}=1+\alpha\frac{3(2m-1)+2k}{3(2m+1)-2k}. \quad (29.38)$$

На рис. 29.20 показана кривая увеличения несущей способности в зависимости от изменения m для случая $\alpha=1$ и $k=0{,}5$. При $m=\infty$ несущая способность увеличивается вдвое.

Площадь сечения затяжки $F_з$ определяется из равенства

$$\frac{F_з}{F}=\alpha\frac{R}{R_з}\frac{3-2k}{3(2m+1)-2k}. \quad (29.39)$$

Асимметричный двутавр. В условиях внецентренного сжатия наивыгоднейшая форма сечения балки — асимметричный двутавр (рис. 29.21, *а*), характеризующийся асимметрией $A=h_2/h_1$, где h_1 и h_2 — расстояния центра тяжести сечения от крайних волокон. Аналогично равенствам (29.28)

для асимметричного двутавра справедливы выражения:

$$\left.\begin{aligned}
&h = F^{1/2} n^{1/2} k^{1/2};\\
&W_1 + W_2 = F^{3/2} n^{1/2} k^{1/2} \times\\
&\quad \times \left[1 - k\frac{(1+A)^2}{6A}\right];\\
&h_1 = \frac{h}{1+A} = \frac{F^{1/2} n^{1/2} k^{1/2}}{1+A};\\
&F_в = \frac{F}{2}\left(\frac{2A}{1+A} - k\right);\\
&F_н = \frac{F}{2}\left(\frac{2}{1+A} - k\right);\\
&W_1 = F^{3/2} n^{1/2} k^{1/2} \times\\
&\quad \times \left[\frac{A}{1+A} - \frac{k(1+A)}{6}\right];\\
&W_2 = F^{3/2} n^{1/2} k^{1/2} \times\\
&\quad \times \left[\frac{1}{1+A} - \frac{k(1+A)}{6A}\right].
\end{aligned}\right\} \qquad (29.40)$$

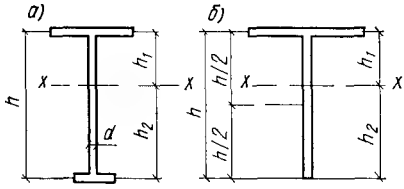


Рис. 29.21. Асимметричные сечения балки

а — двутавр; *б* — тавр

При заданной площади сечения F группа коэффициентов n, k и A определяет форму сечения асимметричного двутавра. Асимметрия двутавра увеличивается по мере переноса материала из нижней полки в верхнюю. Предельной формой является тавр (рис. 29.21, *б*) для которого площадь стенки $F_с$ и площадь полки $F_в$ выражаются формулами:

$$F_с = kF; \quad F_в = F - F_с; \quad k = \frac{2}{1+A}. \qquad (29.41)$$

Предварительное натяжение затяжки, прикрепленной к балке на расстоянии mh_2 от нейтральной оси (рис. 29.22), создает напряжения в верхней и нижней полках балки:

$$\sigma_в = -\frac{P}{F} + \frac{Pmh_2}{W_1};$$

$$\sigma_н = -\frac{P}{F} - \frac{Pmh_2}{W_1}. \qquad (29.42)$$

При отсутствии предварительного напряжения и при загрузке балки в ней возникают момент M и соответствующие ему напряжения: $\sigma_в = -M/W_1$; $\sigma_н = M/W_2$. Выбирая значения P и M и суммируя напряжения от их действия, можно получить любой вид прямолинейной эпюры напряжений, т. е. можно задаваться любыми напряжениями $\sigma_в$ и $\sigma_н$.

Эпюра напряжений при отсутствии напрягающей силы ($P=0$) показана на рис. 29.23, *а*. Увеличивая силу и момент M, получим эпюры, показанные на рис. 29.23, *б*—*г* (при условии сохранения в верхней полке постоянного напряжения R). Такое изменение эпюры напряжений возможно при повторном применении предварительного напряжения, когда увеличения силы P и момента M будут чередоваться. Этот прием целесообразен только при постоянной нагрузке.

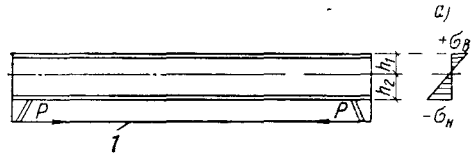


Рис. 29.22. Асимметричная балка с затяжкой *1*, расположенной ниже нижней полки

а — эпюра нормальных напряжений

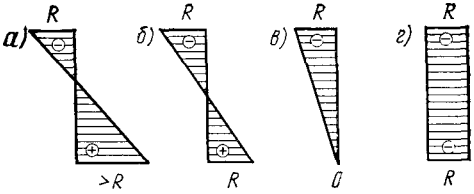


Рис. 29.23. Суммарные эпюры (*а*—*г*) нормальных напряжений при различных соотношениях между силой предварительного напряжения и изгибающим моментом

Если напряжение в нижней полке αR, то для схем, показанных на рис. 29.23, *б*—*г*, α имеет соответственно следующие значения: $\alpha = +1$; $\alpha = 0$; $\alpha = -1$. Результативные напряжения в верхней и нижней фибрах двутавра определяются равенствами:

$$\left.\begin{aligned}
&-\frac{M}{W_1} - \frac{P}{F} + \frac{Pmh_2}{W_1} = R;\\
&+\frac{M}{W_2} - \frac{P}{F} - \frac{Pmh_2}{W_2} = \alpha R;\\
&P = RF\frac{A-\alpha}{1+A} = RFB;
\end{aligned}\right\} \qquad (29.43)$$

где

$$B = \frac{A-\alpha}{1+A}.$$

Таблица 29.3. **Наибольшие значения M при разных α**

Тип балки	α	A	k	M	P
Тавр, предварительно-напряженный	1	4	0,4	$0{,}422\ RF^{3/2}\ n^{1/2}$	$0{,}6\ RF$
	0	3	0,5	$0{,}471\ RF^{3/2}\ n^{1/2}$	$0{,}75\ RF$
	—1	2	0,667	$0{,}544\ RF^{3/2}\ n^{1/2}$	RF
Двутавр, симметричный без предварительного напряжения	—	1	0,5	$0{,}236\ RF^{3/2}\ n^{1/2}$	0

Отметим, что P не зависит от m, т. е. от расположения затяжки. Из уравнений (29.40) и (29.43) получаем

$$M = RF^{3/2} n^{1/2} k^{1/2} \left[\frac{A}{1+A} - \frac{k(1+\alpha)}{6} + \right.$$
$$\left. + \frac{A(A-\alpha)}{(1+A)^2}(m-1)\right]. \qquad (29.44)$$

Момент M в зависимости от m увеличивается по линейному закону. При расположении затяжки в плоскости нижней полки, т. е. при $m=1$,

$$M = RF^{3/2} n^{1/2} C, \qquad (29.45)$$

где

$$C = k^{1/2}\left[\frac{A}{1+A} - \frac{k(1+\alpha)}{6}\right].$$

Значение C в случае постоянного значения A достигает максимума при

$$k = \frac{2A}{(1+\alpha)(1+A)}. \qquad (29.46)$$

Значение k не может быть больше $k=2/(1+A)$, при котором двутавр приобретает форму тавра. Поэтому в случаях, когда формула (29.46) дает большую величину, следует подставлять $k=2/(1+A)$.

Кривые зависимости C от A для значений $\alpha=1$, $\alpha=0$ и $\alpha=-1$ даны на рис. 29.24. Для определения $C_{макс}$ в частных случаях для $\alpha=1$, $\alpha=0$, $\alpha=-1$ следует полагать $k=2/(1+A)$, и тогда:

$$C = \sqrt{2}\,A(1+A)^{-3/2} -$$
$$- \frac{\sqrt{2}}{3}(1+\alpha)(1+A)^{3/2},$$

а для $C_{макс}$ по переменной A

$$A = 3+\alpha;\ k = \frac{2}{4+\alpha};$$

$$C_{макс} = \frac{2\sqrt{2}}{3(4+\alpha)^{1/2}}.$$

В табл. 29.3 приведены максимальные значения M для различных α.

Из табл. 29.3 следует, что при $m=1$ в пределе возможно увеличение изгибающего момента (несущей способности) в 0,544/0,236=2,3 раза.

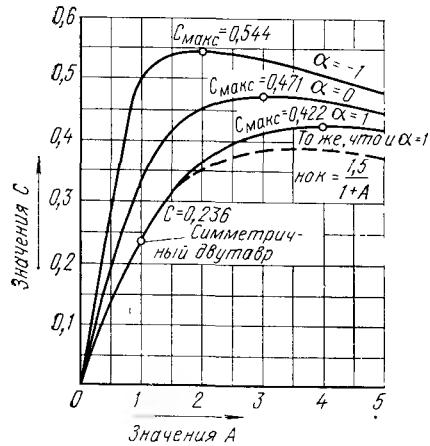


Рис. 29.24. График зависимости C от A при различных значениях α

Практически следует принимать $k=1{,}5/(1+A)$, при котором кривая изменения C для случая $\alpha=1$ показана пунктиром на рис. 29.24.

Чтобы определить экономичность системы, затрата металла принимается пропорциональной площадям сечения балки и затяжки. Стоимость проволоки затяжки в изделии принята удвоенной против стоимости металла балки. Приведенная площадь с учетом формулы (29.43):

$$F_{пр} = F + 2F_з = F + \frac{2P}{R_з} =$$
$$= F\left(1 + 2\frac{R}{R_з}B\right). \qquad (29.47)$$

С использованием формулы (29.45) получим

$$F_{пр} = \frac{M^{2/3} D}{R^{2/3} n^{1/3}}, \qquad (29.48)$$

Таблица 29.4 Значения B, C и D при $R=210$ МПа и $R_з=1050$ МПа

Тип балки	α	B	C	D	%	Экономия, %
Тавр, предварительно-напряженный	1	0,6	0,422	2,2	84	16
	0	0,75	0,471	2,15	82,1	18
	—1	1	0,544	2,1	80,2	20
Двутавр, симметричный без предварительного напряжения	—	0	0,236	2,62	100	—

где

$$D=\frac{1+2\frac{R}{R_з}B}{C^{2/3}}.$$

При заданных R и n приведенные площади $F_{пр}$ пропорциональны D. В табл. 29.4 приведены значения B, C и D.

Таким образом, экономия по стоимости достигает 20%.

При временной нагрузке расчетными эпюрами нормальных напряжений будут: эпюра от действия силы предварительного напряжения P_1 и эпюра, результативная от совместного действия момента M и силы $P=P_1+P_2$, где P_2 — приращение усилия в затяжке при действии момента M (явление самонапряжения). При действии силы P_1 напряжение в нижней полке не должно превышать расчетного значения R, т. е.

$$\frac{P_1}{F}+\frac{P_1mh_2}{W_2}=R,$$

а для полной силы P напряжение может быть увеличено в отношении

$$\beta=\frac{P}{P_1}=\frac{P}{P-P_2}=\frac{1}{1-\frac{P_2}{P}}.$$

Можно написать $\frac{P}{F}+\frac{Pmh_2}{W_2}=\beta R$; откуда при $m=1$,

$$P=\beta RF\frac{6A-k(1+A)^2}{6A(1+A)-k(1+A)^2}. \quad (29.49)$$

Сила P_2 определяется как усилие в затяжке (пренебрегая работой упоров и учитывая, что $\overline{N}_p=0$ и J, W, F постоянны):

$$P_2=\frac{aM}{mh_2+\frac{W_2}{mF_з}+\frac{W_2}{mF}}, \quad (29.50)$$

где a — коэффициент, зависящий от вида нагрузки; при равномерной нагрузке $a=2/3$; при сосредоточенном грузе $a=1/2$.

В случае расположения затяжки в плоскости нижней полки балки ($m=1$)

$$P_2=\frac{aM}{h_2+\frac{W_2}{F}+\frac{W_2R_з}{P}}. \quad (29.51)$$

Для симметричной эпюры напряжения при $\alpha=1$ получаем:

при равномерной нагрузке ($a=2/3$: $A=1{,}84$; $\beta=1{,}33$; $k=0{,}648$; $C=0{,}348$; $B=0{,}296$; $D=2{,}25$; при сосредоточенном грузе ($a=1/2$: $A=1{,}78$; $\beta=1{,}21$; $k=0{,}64$; $C=0{,}342$; $B=0{,}28$; $D=2{,}27$.

Следовательно, при однократном предварительном напряжении достигается экономия с учетом стоимости тросов (табл. 29.3) на $(100-\frac{2{,}25}{2{,}62}100)=14\%$. Экономический эффект может быть повышен благодаря некоторому укорочению длины затяжки и соответствующему увеличению коэффициента a.

При проверке жесткости предварительно-напряженных балок расчетный прогиб под нормативной нагрузкой отсчитывается от горизонтальной оси:

$$f=f_p-fx-fx_1\leqslant[f], \quad (29.52)$$

где f_p — прогиб балки, без учета работы затяжки, от нормативных нагрузок; fx и fx_1 — обратный выгиб балки соответственно от усилий предварительного напряжения и самонапряжения в затяжке; $[f]$ — допускаемый по СНиП прогиб.

Обратный выгиб балки от усилия предварительного напряжения ограничивается величиной прогиба, установленной СНиП для данной конструкции.

При проектировании предварительно-напряженных балок можно учитывать развитие пластических деформаций с теми же ограничениями, что и у обычных балок. Пластические деформации могут развиваться как в стадии предварительного напряжения (при упругой работе под нагрузкой), так и в стадии нагружения (при упругой работе при предварительном напряжении). Учет развития пластических деформаций в предварительно-напряженных балках позволяет повысить их несущую способность на 15—20% и получить экономию стали до 10%. Целесообразнее учитывать развитие пластических деформаций под нагрузкой. В этом случае за расчетное предельное состояние по прочности принимается развитие шарнира пластичности в сечении балки с максимальным изгибающим моментом, при упругой работе затяжки. Местную устойчивость стенки при работе в упругой стадии проверяют как при напряжениях, создаваемых в процессе предварительного напряжения, так и при нагрузках по правилам СНиП.

При действии на предварительно-напряженную балку подвижной нагрузки необходимо сделать несколько расчетных проверок, в которых положения груза или системы грузов будут различны. Нужно установить следующие положения нагрузки: а) для вычисления наибольшего изгибающего момента в пределах длины затяжки (нагрузка устанавливается по правилу Винклера); б) для проверки прочности сечения балки на участке без затяжки в месте анкерного крепления затяжки; в) для определения наибольшего усилия самонапряжения в затяжке.

Наибольшие напряжения в балке не

всегда совпадают с положением нагрузки, определяющей максимальный изгибающий момент. Нужна дополнительная проверка по огибающей эпюре моментов. Во всех вычислениях целесообразно использовать линии влияния. Максимальное расстояние от опоры анкерного крепления определяется моментом, вычисляемым по несущей способности сечения балки без затяжки: $Ma = W_2R$. Минимальное расстояние до анкерного крепления определяют из условия, чтобы в месте обрыва затяжки приращения напряжений в нижнем поясе при любом положении подвижной нагрузки были растягивающими.

29.2.5. Учет пластической стадии работы балок

Развитие пластических деформаций в предварительно-напрягаемой балке может наступить либо в процессе предварительного напряжения, либо в процессе действия эксплуатационных нагрузок. Поскольку балка имеет одну лишнюю связь-затяжку, пластические деформации в ней могут развиваться до образования шарнира пластичности без нарушения неизменяемости. Это предел несущей способности балки, при этом усилие в затяжке не должно превышать расчетного сопротивления затяжки $R_з$. Обычно высота пластической зоны определяется рациональностью использования сечения, устойчивостью и величинами допустимых прогибов балки. В этом случае, когда расчет ведется при развитии пластических деформаций в балке в процессе предварительного напряжения, задаются ее сечением в предположении наличия упругого ядра в растянутой зоне. При этом пользуются формулами расчета предварительно-напряженных балок в упругой стадии. Затем задаются глубиной пластической зоны γh (рис. 29.25). Коэффициент γ принимается в пределах 0,3—0,5. Напряжение в верхнем волокне балки σ_1, в нижнем σ_2. Среднее напряжение в затяжке можно получить, используя уравнение равновесия внутренних сил:

$$\sigma_1 = R - \frac{2\left(R - \sigma_x^н\right)}{\alpha},$$

$$\sigma_2 = R + \frac{2\left(R - \sigma_x^н\right)}{\alpha}\,\frac{\gamma}{1-\gamma}. \quad (29.53)$$

Напряжение

$$\sigma_x^н = \frac{R\beta h}{C + \beta h}, \quad (29.54)$$

где $\beta = \dfrac{h_1}{h} - \dfrac{(1+\gamma)^2}{3\left(1 - \gamma + \dfrac{2F_1}{\delta_{ст}\,h}\right)}$;

$$X = \frac{R\beta h}{(C + \beta h)\,n_2}\,F, \quad (29.55)$$

где n_2 — коэффициент перегрузки, равный 0,9.

Усилие самонапряжения X_1 можно определить, рассматривая балку, работающую в упругой стадии с одним неизвестным.

Расчет балок с учетом пластической деформации в стадии предварительного напряжения ведется в следующем порядке: сначала зададимся несимметричным сечением

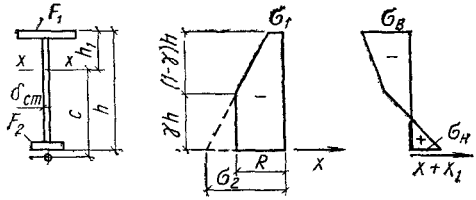


Рис. 29.25. Схема напряжений в балке, предварительно-напряженной затяжкой

балки, затем определим усилие самонапряжения X_1 и зададимся глубиной пластической зоны γ в пределах 0,2—0,3, после этого определим коэффициенты α и β:

$$\alpha = \frac{(1-\gamma)F_{ст} + 2F_1}{F}.$$

При оптимальном выборе сечений балки напряжения в верхнем и нижнем поясе не должны превосходить расчетного сопротивления. Окончательные формулы для напряжений в верхней и нижней полках:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_в &= \sigma_1 + \frac{X_1}{F} + \frac{M - X_1C}{W_1} \leqslant R; \\ \sigma_н &= -R - \frac{X_1}{F} + \frac{M - X_1C}{W_2} \leqslant R, \end{aligned}\right\} \quad (29.56)$$

где M — изгибающий момент от внешних нагрузок в предварительно-напряженной балке; W_1 и W_2 — момент сопротивления сечения относительно соответственно верхней и нижней грани полки; F — площадь сечения балки.

Прочность затяжки определяется из условия равенства усилия от предварительного напряжения с коэффициентом перегрузки плюс усилие самонапряжения, произведению площади затяжки на ее расчетное сопротивление:

$$n_1X + X_1 = F_3R_3. \quad (29.57)$$

Бывает так, что при первом расчете не удается сохранить это равенство, тогда приходится корректировать принятые сечения и проверять расчет вновь.

При учете пластических деформаций в процессе эксплуатации балки допускается образование полного пластического шарнира в сечении балки (рис 29 26). Тогда максимальный момент M, вызывающий в балке шарнир пластичности, определяется при равенстве нулю всех моментов относительно центра тяжести затяжки и проекции всех сил, действующих в сечении балки на горизонтальную ось.

Отсюда

$$M = [C - (1 - n_2 k_п) C_н] FR, \quad (29.58)$$

$$\text{где } k_п = \frac{F_з R_з}{FR}.$$

Суммарное усилие в затяжке

$$X + X_1 + X_2, \quad (29.59)$$

где X_1 — сила самонапряжения; принимается по упругой стадии; X_2 — самонапряжение в балке при работе в упругопластической стадии, определяемое приближенно по формулам:

$$X_1 = \frac{M_ф}{z_y}; \quad X_2 = 2\frac{M_ш - M_ф}{z_y - z_ш}, \quad (29.60)$$

где $M_ф$ — изгибающий момент только при фибровой текучести; $M_ш$ — изгибающий момент в балке при шарнире текучести; z_y — плечо, равное расстоянию от затяжки до равнодействующей напряжений в сечении балки от момента внешних сил; $z_ш$ — расстояние от нейтральной оси до затяжки при появлении шарнира пластичности.

Плечо приращения усилия в затяжке в упругой стадии работы z_y зависит от геометрических параметров балки и может приниматься при равномерно распределенной нагрузке по формуле

$$z_y = \frac{3l}{2c(2l - l_з)}\left(C^2 + \frac{J_б}{F} + \frac{E_б J_б}{E_з F_з}\right), \quad (29.61)$$

где l — пролет балки; $l_з$ — длина затяжки;

$$z_ш = \frac{F_{н.с}}{\delta_{ст}} \pm C_{н.п}. \quad (29.62)$$

Расстояние от центра тяжести затяжки до кромки нижнего пояса балки $C_{н.п}$ принимается со знаком плюс, когда затяжка ниже этого пояса, и минус, когда затяжка выше пояса.

Расстояние от затяжки до центра тяжести растянутой части балки

$$C_п = \frac{F^2_{н.с}}{\delta_{ст}(1 - n_2 k_п) F} \pm C_{н.п}. \quad (29.63)$$

Усилия в элементах предварительно-напряженных балок от подвижной нагрузки определяют по линиям влияния.

Прогиб (обратный выгиб) от силы предварительного напряжения посередине пролета балки с прямолинейной затяжкой, расположенной на части длины пролета, определяют по формуле

$$f_x = \frac{XCl^2}{8EJ}\left[1 - 4\left(\frac{a}{l}\right)^2\right],$$

где a — расстояние от опоры балки до начала затяжки.

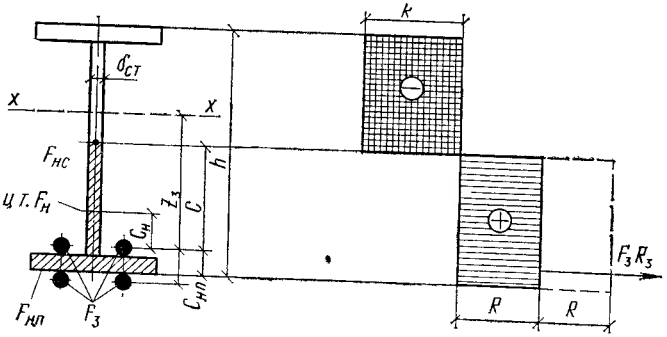


Рис. 29.26. Схема предварительно-напряженной балки, работающей с учетом пластической деформации

Ордината линии влияния прогиба в середине пролета

$$\eta_{ср} = \frac{f}{\delta_{xx}} = \frac{cl^2}{8(l - 2a)} \frac{1 - 4\left(\frac{a}{l}\right)^2}{b^2}. \quad (29.64)$$

Зная значения ординаты линии влияния в середине пролета и принимая ее за параболу, можно определить ординаты линии влияния прогиба:

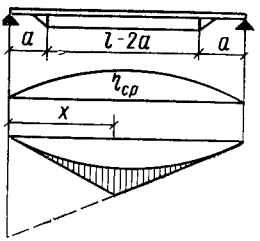


Рис. 29.27. Линии влияния прогибов и моментов в середине пролета

$$\eta_x = \frac{4\eta_{ср}}{l^2} x(l - x). \quad (29.65)$$

Ординаты линии влияния изгибающих моментов в балке от нагрузки, приложенной после предварительного напряжения:

$$M_р = M_δ - X_1(C + \rho), \quad (29.66)$$

где ρ — ядровое расстояние от центра тяжести до верхней точки ($\rho = W_1/F$).

На рис. 29.27 показаны линия влияния прогиба и линии влияния момента в середине пролета.

29.2.6. Общая устойчивость предварительно-напряженных балок

Общая устойчивость предварительно-напряженных балок в процессе эксплуатации, как и балок без предварительного напряжения, должна обеспечиваться укреплением их примыкающими элементами: настилом, балками настила, связями и т. п. Необходимо обеспечить балку от потери устойчивости при создании предварительного напряжения, если натяжение затяжки производится до постановки балки в сооружение и закрепления ее примыкающими элементами.

В расчетной схеме балка может считаться непрерывно соединенной с затяжкой по длине достаточно часто расположенными диафрагмами. Диафрагмы, соединяющие нижний пояс с затяжкой, обеспечивают совместное перемещение балки и затяжки в поперечном направлении и не препятствуют их раздельным перемещениям в продольном направлении.

Критическое усилие в затяжке, при котором произойдет потеря устойчивости балки при крутильных деформациях,

$$N_{кр} = \frac{\frac{\pi^2}{l^2} EJ_\omega + GJ_d}{r_p^2 - X_з^2 - Y_з^2 + \frac{U_x}{J_x} Y_з + \frac{U_y}{J_y} X_з}, \quad (29.67)$$

где J_x, J_y, J_ω и J_d — осевые, секториальный и полярный моменты инерции сечения балки, $X_з$ и $Y_з$ — координаты центра тяжести затяжки относительно осей x и y

$$r_p^2 = \frac{J_x + J_y}{F},$$

$$U_x = \int_F (x^2 + y^2)\, y dF; \quad U_y = \int_F (x^2 + y^2)\, x dF,$$

где x и y — координаты сечения относительно главных осей.

При определенных значениях координат затяжки знаменатель формулы (29.67) обращается в нуль, и критическая сила становится бесконечно большой, т. е. потеря устойчивости невозможна.

Формулу (29.67) можно преобразовать в уравнение окружности, замыкающей круг устойчивости по В. З. Власову (рис. 29.28). Натяжение затяжки, помещенной на окружности или за ее пределами, не может привести к потере устойчивости балки.

Минимальное значение критической силы при расположении затяжки в точке с координатами:

$$X_m = \frac{U_y}{2J_y}; \quad Y_m = \frac{U_x}{2J_x}, \quad (29.68)$$

в этом случае критическая сила

$$N_{кр} = \frac{\frac{\pi^2}{l^2} EJ_\omega + GJ_d}{r_p^2 + X_m^2 + Y_m^2}. \quad (29.69)$$

Для двутаврового асимметричного сечения (рис. 29.28, *б*) параметр

$$U_x = (J_{x1} + J_{y1})\, h_1 + (J_{x2} + J_{y2})\,(h - h_1) + \frac{\delta_{ст} h_1^4}{4} + \delta_{ст} \frac{(h - h_1)^4}{4}, \quad (29.70)$$

где J_{x1}, J_{y1}, J_{x2}, J_{y2} — моменты инерции полок F_1 и F_2 относительно главных осей x—x и y—y.

Для стержней с расположением затяжки по центру тяжести сечения $X_з = Y_з = 0$ формула (29.69) принимает вид

$$N_{кр} = \frac{\pi^2 EJ_\omega}{l^2 r_p^2} + \frac{GJ_d}{r_p^2}. \quad (29.71)$$

Испытания показали, что критическая сила может быть меньше теоретической вследствие начальных искривлений стержня,

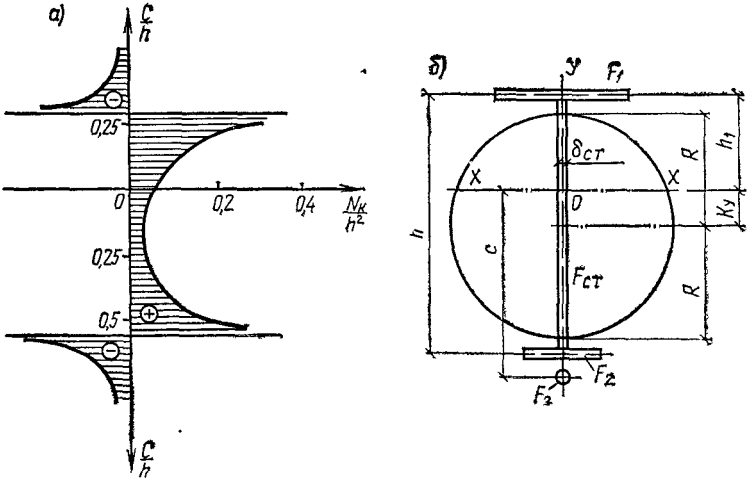


Рис. 29.28. К расчету балки на устойчивость
а — критические усилия в затяжке; *б* — сечение балки и круг устойчивости

неплотного примыкания затяжки к диафрагмам, соединяющим ее со стержнем, и других конструктивных несовершенств.

Предварительное напряжение неразрезных балок осуществляют (так же, как и однопролетных) натяжением затяжки или перемещением опор. Затяжки ставят в местах с наибольшими изгибающими моментами со

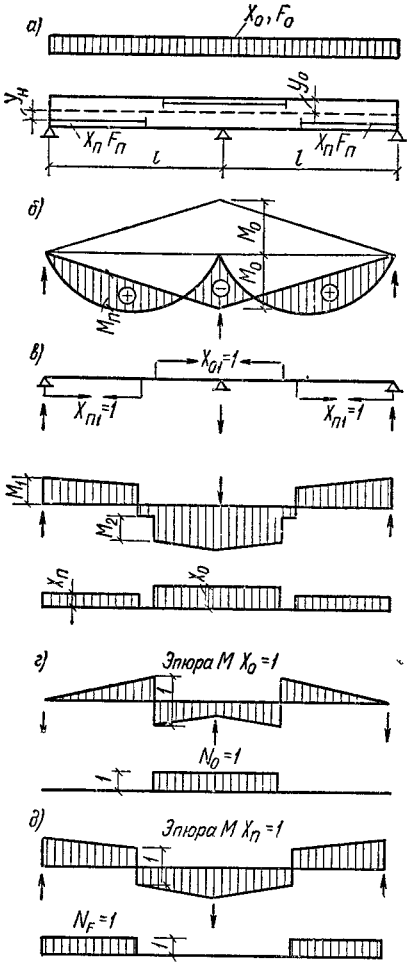


Рис. 29.29. К расчету неразрезной балки (размещение затяжек в неразрезных балках)

стороны растянутых волокон (рис. 29.29). Предварительное напряжение затяжек, а также усилие самонапряжения вызывают на участке между анкерными закреплениями момент обратного знака моменту от нагрузки, облегчая тем сечения балки. Статическая неопределимость балки увеличивается на число поставленных затяжек. Расчет можно произвести методом сил, приняв за неизвестные усилия в затяжках и моменты на опорах балки.

29.2.7. Балки, предварительно-напряженные смещением опор

Весьма просто создавать предварительное напряжение в неразрезных балках вертикальным перемещением опор. Этим способом можно выравнивать изгибающие моменты по длине балки, если балка имеет

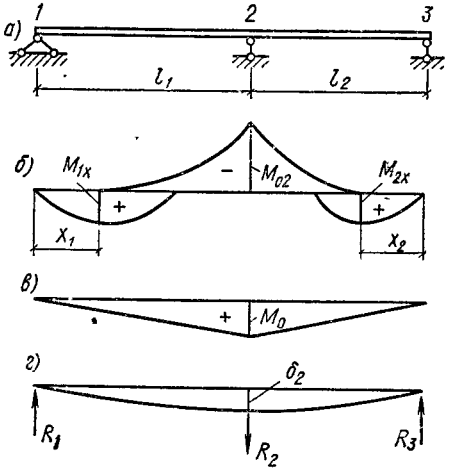


Рис. 29.30. Регулирование изгибающих моментов в двухпролетной балке

а — схема балки; *б* — огибающая эпюра моментов от нагрузки; *в* — эпюра моментов от осадки средней опоры; *г* — реакции от осадки средней опоры

постоянное сечение, или можно сосредоточить максимальные значения моментов на коротком участке у опор, облегчив сечение балок в пролете.

При выравнивании моментов в двухпролетной балке с равномерно распределенной нагрузкой необходимо сместить среднюю опору вниз (рис. 29.30) Если выравнивать моменты в первом пролете и над опорой, то перемещение должно вызвать момент над опорой, обратного знака моменту от нагрузки:

$$M_0 = \frac{(M_{02} - M_{1x})}{l_1 + x_1} l_1, \qquad (29.72)$$

где x_1 — расстояние от первой опоры до ординаты наибольшего момента в пролете.

Расчетное значение изгибающего момента над опорой

$$\overline{M}_{02} = -M_{02} + M_0. \qquad (29.73)$$

Расчетное значение изгибающего момента в первом пролете

$$\overline{M}_{1x} = M_{1x} + \frac{M_0 X}{l_1}. \qquad (29.74)$$

Расчетное значение изгибающего момента во втором пролете

$$\overline{M}_{2x} = M_{2x} + \frac{M_0 X_2}{l_2}. \qquad (29.75)$$

Требуемое смещение средней опоры

$$\delta_2 = \frac{M_{02} - M_{1x}}{(l_1 + x_1) R_{12}}, \qquad (29.76)$$

где R_{12} — реакция опоры *1* от единичного перемещения опоры *2*.

Основные расчетные формулы для трехпролетной балки (рис. 29.31):

дополнительные изгибающие моменты на опорах

$$M_{02} = R_1 l_1; \quad M_{03} = R_4 l_2; \qquad (29.77)$$

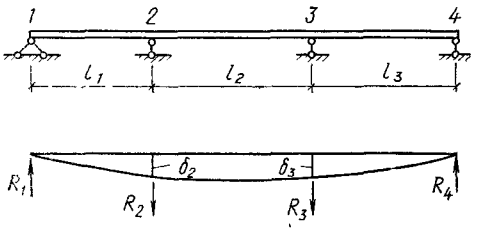


Рис. 29.31. Регулирование изгибающих моментов в трехпролетной балке

реакции от перемещений опор

$$\left.\begin{aligned} R_1 &= R_{12}\delta_2 + R_{13}\delta_3; \\ R_4 &= R_{42}\delta_2 + R_{43}\delta_3. \end{aligned}\right\} \qquad (29.78)$$

Требуемые смещения:

$$\delta_2 = \frac{R_{13}M_{03}l_1 - M_{02}R_{43}l_3}{l_1 l_3 (R_{42}R_{13} - R_{43}R_{12})}; \qquad (29.79)$$

$$\delta_3 = \frac{R_{42}M_{02}l_3 - M_{03}R_{12}l_1}{l_1 l_3 (R_{42}R_{13} - R_{43}R_{12})}.$$

29.2.8. Балки, предварительно-напряженные изгибом элементов

Если две балки (рис. 29.32) предварительно изгибаются силой Q в пределах упругой работы в направлении, противоположном последующей их работе, а затем соединяются в одно целое сечение, то такая

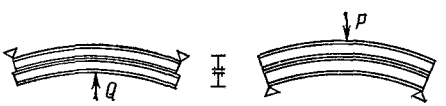


Рис. 29.32. Схема балки предварительно-напряженной изгибом элементов

балка будет работать как предварительно-напряженная. При нагрузке силой P максимальное напряжение в балке будет снижено на величину предварительного напряжения, и тем самым будет повышена несущая способность балки.

Здесь может быть два случая соединения балок:

балка составляется из двух одинаковых профилей, симметрично расположенных относительно горизонтальной оси;

балка составлена из двух несимметричных элементов, несимметрично расположенных относительно горизонтальной оси.

На рис. 29.33 показаны два симметричных двутавра, изгибаемых силой Q. Одинаковые по абсолютной величине напряжения во всех полках будут равны:

$$\sigma_0' = \frac{M_0}{W_0} \leqslant R,$$

где M_0, W_0 — изгибающий момент и момент сопротивления одной балки.

После соединения двух элементов между собой получим составную балку с предварительным напряжением, которое определяется из условия, что после снятия нагрузки на составную балку будет действовать обратный момент, равный сумме моментов, действовавших на каждую балку:

$$\sigma_0'' = \frac{2M_0}{W},$$

где W — момент сопротивления составной балки.

После действия на такую составную балку внешнего момента M_p, обратного по знаку моменту M_0, предварительно изгибавшему отдельные балки, получим

$$\sigma_p' = \frac{M_p}{W}.$$

Таким образом, получились эпюры напряжения, показанные на рис. 29.33.

На рис. 29.34 показана эпюра напряжений σ_p' от действия эксплуатационной нагрузки и предельная суммарная эпюра σ_p, характеризующая напряженное состояние составной из несимметричных профилей предварительно-напряженной балки.

Суммируя формулы всех напряжений, получим общую формулу для определения напряжений:

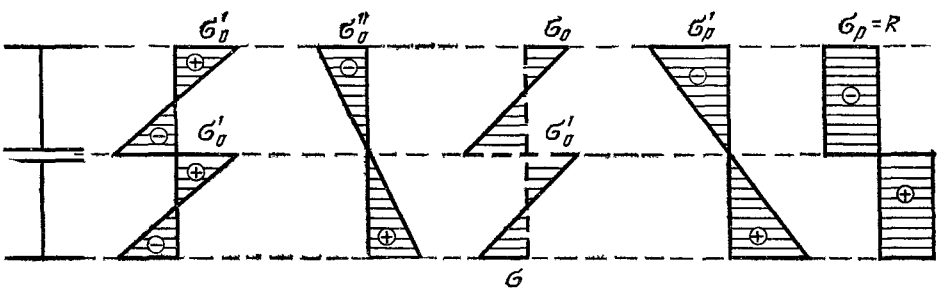


Рис. 29.33. Эпюра напряжений в балке, предварительно-напряженной изгибом симметричных элементов

в крайних фибрах предварительно-напряженной балки

$$\sigma_p = \sigma_p' + \sigma_0'' - \sigma_0' = \frac{M_p}{W} - \sigma_0'\left(1 - \frac{2W_0}{W}\right) \quad (29.80)$$

или в упругой стадии по предельному состоянию

$$\sigma_p = \frac{M_p}{W} - \sigma_0'\left(1 - \frac{2W_0}{W}\right) \leqslant R. \quad (29.81)$$

при пластическом шарнире максимальный момент в предварительно-напряженной балке будет таким же, как и в обычной балке: $M_{пр} = R(S_1 + S_2)$, где S_1 и S_2 — статические моменты верхнего и нижнего элементов балки относительно оси их присоединения.

Рассмотрим предварительно-напряженную балку с горизонтальными листами, предварительное напряжение в которой осуществляется выгибом балки и горизонтальных листов, присоединенных к ней в таком положении сваркой (рис. 29.35).

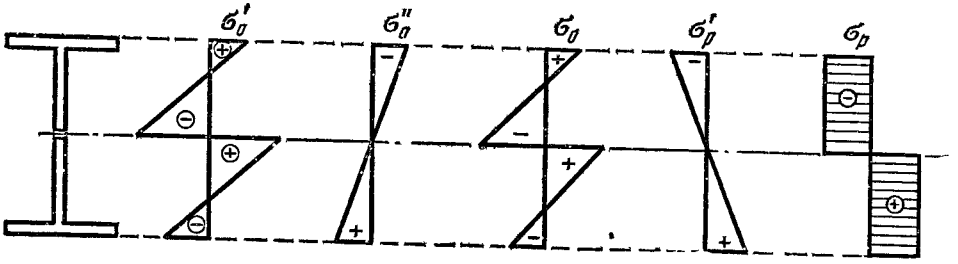


Рис. 29.34. Эпюра напряжений в балке, предварительно-напряженной изгибом несимметричных элементов

Для второго случая (асимметричный двутавр) напряжения во всех стадиях предварительного напряжения можно принять по рис. 29.34. При этом напряжения на внешних фибрах сечения

$$\sigma_0' = \frac{M_0 z_0}{W_0 (h_0 - z_0)} \leqslant R \frac{z_0}{h_0 - z_0}, \quad (29.82)$$

где z_0 — расстояние от центра тяжести элемента сечения до наружной кромки; W_0 — момент сопротивления для кромки, ближе расположенной к нейтральной оси; h_0 — полувысота сечения.

Тогда:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_0'' &= \frac{2M_0}{W} = \frac{2W_0\sigma_0'}{W}\,\frac{h_0 - z_0}{l_0}; \\ \sigma_0 &= \sigma_0' - \sigma_0'' = \sigma_0''\left(1 - \frac{2W_0}{W}\,\frac{h_0 - z_0}{z_0}\right). \end{aligned}\right\} \quad (29.83)$$

Формула напряжений в крайних фибрах по аналогии с формулой (29.83) записывается в виде

$$\sigma_p = \frac{M_p}{W} - \sigma_0''\left(1 - \frac{2W_0}{W}\,\frac{h_0 - z_0}{z_0}\right) \leqslant R. \quad (29.84)$$

Чтобы установить предельное значение момента, который способна воспринять предварительно-напряженная балка, формулу (29.83) можно выразить через момент:

$$M_p = RW\left[1 + \frac{\sigma_0'}{R}\left(1 - \frac{2W_0}{W}\right)\right]. \quad (29.85)$$

Из этой формулы видно, что чем ближе предварительное напряжение к расчетному сопротивлению, тем больше M_p. В пределе

Предварительное напряжение в балке

$$\sigma_0'' = M_0/W_0,$$

где W_0 — момент сопротивления двутавра; M_0 — момент от выгиба.

После устранения силы выгиба напряжение

$$\sigma_0'' = M_0/W,$$

где W — момент сопротивления балки с листами; приближенно его можно представить в виде

$$W = W_0 \frac{h_0}{h_1} + F_п h_0,$$

где $F_п$ — площадь листа.

Суммарное предварительное напряжение в двутавре

$$\sigma_0 = \frac{M_0}{W_0} - \frac{M_0}{W} \cdot \frac{h_0}{h_1}. \quad (29.86)$$

Напряжение от нагрузки

$$\sigma_p' = \frac{M}{W} = M\frac{h_1}{h_0}\,\frac{1}{W_0 + h_1 F_п} \quad (29.87)$$

и полное суммарное напряжение в листе

$$\sigma_p = \frac{M}{W} + \frac{M_0}{W} \leqslant R_н.$$

Обычно при горизонтальных листах из низколегированной стали с расчетным сопротивлением $R_н$ предварительное напряжение задается равным

$$\sigma_0' = R_н \frac{h_0}{h_1} - R_0.$$

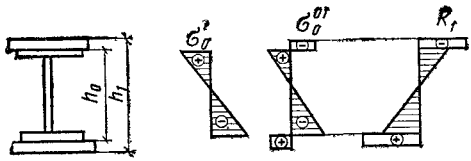


Рис. 29.35. Эпюры напряжений в балке, усиленной горизонтальными листами и предварительно-напряженной выгибом элементов

29.2.9. Фермы, предварительно-напряженные затяжками

Наиболее разработанный способ предварительного напряжения однопролетных ферм — постановка затяжек с заданным усилением натяжения.

В легких фермах ставится одна затяжка, создающая предварительное напряжение в нескольких стержнях. Наиболее рациональной в этом случае является схема фермы со вспарушенным нижним поясом (фермы арочного типа) и горизонтальной затяжкой, соединяющей узлы нижнего пояса. При натяжении затяжки в поясах фермы возникают напряжения обратных знаков напряжениям от нагрузки. При соответствующем выборе схемы решетки можно натяжением затяжки разгрузить и стержни решетки.

Высоту ферм в середине пролета от затяжки до верхнего пояса можно принимать равной $^1/_6$—$^1/_8$ пролета, а высоту жесткой части фермы — $^1/_{10}$—$^1/_{12}$ пролета.

Нижний пояс, сжатый в процессе предварительного напряжения, оказывается незакрепленным от потери устойчивости из плоскости фермы, поэтому затяжки надо натягивать в проектном положении ферм, когда поставлены связи. При укрупнительной сборке рационально собирать пространственные блоки из двух спаренных ферм, соединенных связями, и поднимать блоки в проектное положение.

Натяжение ферм после передачи на них части постоянной нагрузки повышает эффективность предварительного напряжения (рис. 29.36). При правильно выбранной последовательности натяжения, а также величине натягивающего усилия можно получить экономию стали 25—30%. Менее эффективно предварительное напряжение ферм с горизонтальным нижним поясом, вдоль которого расположена затяжка. В этом случае разгрузку от предварительного напряжения получает только нижний пояс.

При больших пролетах и нагрузках в тяжелых фермах со стержнями, представляющими собой самостоятельную отправочную марку, можно растянутые стержни выполнять с предварительным напряжением до сборки фермы. В этом случае экономия металла на каждом напрягаемом стержне будет достигать 40—45%, но экономия металла на всю ферму составит 8—10%.

Значительную экономию металла можно получить при шпренгельной затяжке, вынесенной за пределы фермы (рис. 29.37). Однако увеличиваются габариты ферм, усложняется их транспортирование и натяжение можно производить только в пространственных блоках с закрепленными от потери устойчивости нижними поясами. Стержни ферм с выносными затяжками конструируют обычным способом.

Размещение затяжек по сечениям стержней ферм показано на рис. 29.38. Узлы анкерных креплений затяжек показаны на рис. 29.39. Закрепление затяжки в опорном узле фермы создает большую перегрузку узла, так как здесь прикладываются большие вертикальные и горизонтальные реакции. Поэтому при конструировании таких опорных узлов следует придавать им необходимую жесткость.

Предварительное напряжение ферм из алюминиевых профилей стальными затяжками дает больший экономический эффект, чем то же в стальных фермах, и существенно повышает жесткость конструкций. Так, предварительное напряжение в ферме из алюминиевых профилей пролетом 45 м дало экономию металла 23% и снизило стоимость на 32%.

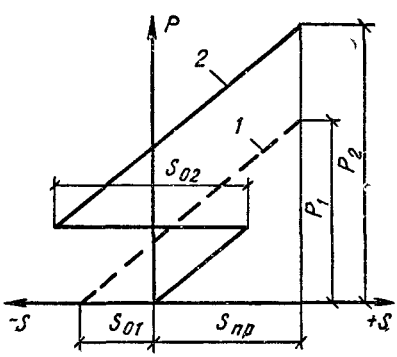


Рис. 29.36. Схемы работы верхнего пояса фермы

1 — при предварительном напряжении до загружения; *2* — то же, после частичного загружения

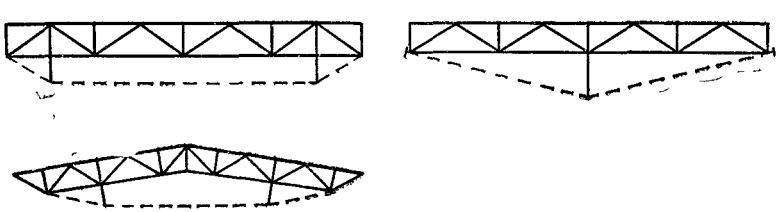


Рис. 29.37. Схемы ферм с затяжками, вынесенными за пределы габарита

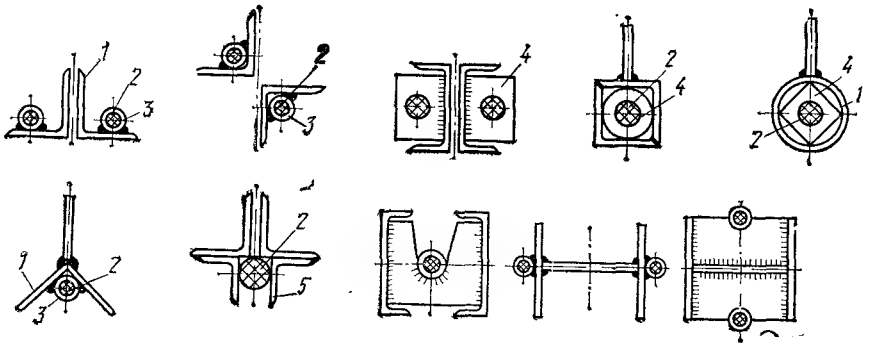
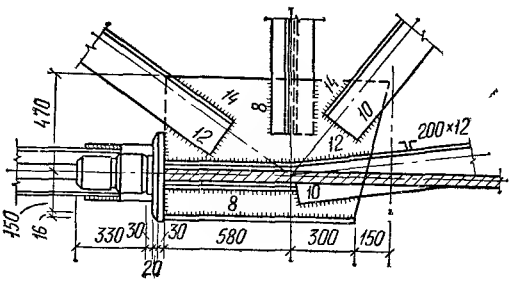


Рис. 29.38. Размещение затяжек по сечениям стержней ферм



где X_i — усилие в затяжке i; Z_k — усилие в лишнем стержне k.

При расчете предварительно-напряженной однопролетной фермы арочного типа с одной затяжкой за основную систему принимают жесткую часть фермы с лишним неизвестным — усилием в затяжке. В основной системе определяют усилия в стержнях от полной расчетной нагрузки $N_р$, от монтажной нагрузки $N_м$, действующей до натяжения затяжки, и от единичного усилия в затяжке N_1. Далее выявляют наиболее нагруженный в основной системе стержень нижнего пояса, который

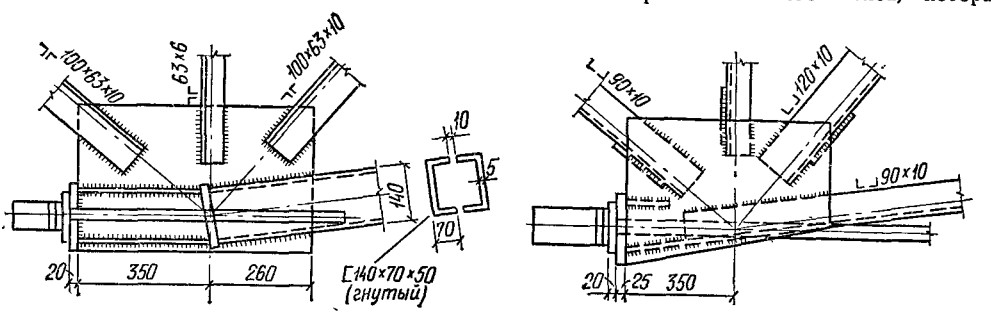


Рис. 29.39. Узлы ферм с анкерными креплениями затяжек

Статический расчет ферм с отдельными предварительно-напряженными стержнями производят без учета предварительного напряжения. Сечения предварительно-напряженных стержней подбирают по методике, указанной в пп. 29.2.1—29.2.3. Фермы с затяжками, создающими напряжение в нескольких стержнях, рассчитывают как статически неопределимые системы. В общем случае при расчете n раз статически неопределимых ферм, имеющих k затяжек, ферма имеет $n+k$ лишних неизвестных. Канонические уравнения для решения системы имеют вид

$$\left.\begin{aligned}&\delta_{11}X_1+\delta_{12}X_2+\ldots+\delta_{1Z_1}Z_1+\\&\quad+\delta_{1Z_2}Z_2+\ldots+\Delta_{1p}=0;\\&\delta_{21}X_1+\delta_{22}X_2+\ldots+\delta_{2Z_1}Z_1+\\&\quad+\delta_{2Z_2}Z_2+\ldots+\Delta_{2p}=0,\end{aligned}\right\}\qquad(29.88)$$

принимают за критический стержень. Площадь сечения критического стержня $F_к$ определяют по предельной гибкости $\lambda=120$.

По площади критического стержня находят предельное усилие в нем:

$$N_к=RF_к.\qquad(29.89)$$

Расчетное усилие в любом i-м стержне фермы

$$N_i=N_{pi}-N_{1i}N_з,\qquad(29.90)$$

где $N_з$ — полное усилие в затяжке от расчетной нагрузки; N_{pi} — усилие в стержне i основной системы от полной расчетной нагрузки; N_{1i} — усилие в стержне i от единичной силы в затяжке.

Расчетное усилие для критического стержня

$$RF_к=N_к-N_{1к}N_з.\qquad(29.91)$$

Усилие в затяжке и площадь сечения затяжки

$$N_з = \frac{N_к - RF_к}{N_{1к}}; \quad F_з = \frac{N_з}{R_з}. \quad (29.92)$$

Зная $N_з$, можно определить усилия по формуле (29.90) и затем площадь сечения всех стержней фермы.

Полное усилие в затяжке $N_з$ складывается из усилия предварительного напряжения X и самонапряжения X_1. Усилие самонапряжения

$$X_1 = \frac{\sum \frac{N_{1i} N_{pi}}{EF_i} l_i}{\sum \frac{N_{1i}^2 l_i}{EF_i} + \frac{l_з}{E_з F_з}}, \quad (29.93)$$

где $l_з$ и $F_з$ — длина и модуль упругости затяжки.

Усилие предварительного напряжения затяжки

$$X = N_з - X_1. \quad (29.94)$$

Затем проверяют несущую способность стержней ферм на расчетные эксплуатационные нагрузки.

Для стержней, у которых в основной системе усилия от расчетной нагрузки и от натяжения затяжки имеют разные знаки:

а) сжатые стержни при расчете основной системы на эксплуатационные нагрузки:

при $N_{pi} > N_{xi}$

$$N_{pi} - (n_2 X + X_1) N_{1i} \leqslant m\varphi RF_{бpi}; \quad (29.95)$$

при $N_{pi} < N_{xi}$

$$N_{pi} - (n_1 X + X_1) N_{1i} \leqslant mRF_{нт\,i}; \quad (29.96)$$

б) растянутые стержни при расчете основной системы на эксплуатационные нагрузки:

при $N_{pi} > N_{xi}$

$$N_{pi} - (n_2 X + X_1) N_{1i} < mRF_{нтi}; \quad (29.97)$$

при $N_{pi} < N_{xi}$

$$N_{pi} - (n_1 X + X_1) N_{1i} \leqslant m\varphi RF_{бpi}. \quad (29.98)$$

Для стержней, у которых в основной системе усилия от расчетной нагрузки и от натяжения затяжки имеют одинаковые знаки:

а) сжатые стержни

$$N_{pi} + (n_1 X + X_1) N_{1i} \leqslant m\varphi RF_{бpi}; \quad (29.99)$$

б) растянутые стержни

$$N_{pi} + (n_1 X + X_1) N_{1i} \leqslant mRF_{нтi}. \quad (29.100)$$

Прочность затяжки проверяют по формуле

$$n_1 X + X_1 \leqslant mR_з F_з. \quad (29.101)$$

Для отдельных стержней, у которых в основной системе усилия от нагрузки меньше, чем усилия от натяжения затяжки, может оказаться необходимой проверка несущей способности на действие не расчетных, а нормативных нагрузок.

В формулах (29.90)—(29.101): N_{1i} — усилие в стержне i от единичного усилия в затяжке; N_{xi} — усилие в стержне i от полного усилия в затяжке; φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по наибольшей гибкости; R и $R_з$ — соответственно расчетные сопротивления материала стержня и затяжки.

При определении гибкости свободная длина стержней, не связанных по длине с затяжкой, определяется по обычным правилам. При устройстве затяжки вдоль стержня его свободная длина принимается равной 1,2 l_1, где l_1 — расстояние между точками соединения стержня с затяжкой.

Кроме расчета на эксплуатационные нагрузки необходимо сделать расчет на усилия от предварительного напряжения.

29.2.10. Фермы с многоступенчатым предварительным напряжением

В фермах из-за большой гибкости сжатых стержней часто нельзя дать значительное однократное предварительное на-

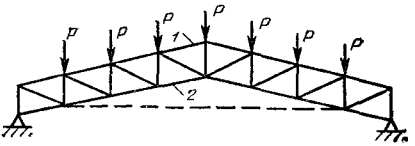


Рис. 29.40. К расчету ферм при многоступенчатом предварительном напряжении

пряжение, поэтому рационально многоступенчатое предварительное напряжение. Оно возможно при следующих условиях:

большие постоянные нагрузки, которые могут быть переданы на ферму по частям;

стержни фермы приблизительно одинаково сопротивляются растяжению и сжатию;

конструктивная схема фермы и способы крепления затяжки позволяют осуществить многоступенчатое предварительное напряжение.

Фермы типа арка с затяжкой (рис. 29.40) имеют конструктивную схему, наилучшим образом отвечающую требованиям многоступенчатого предварительного напряжения. В них наибольшие усилия от загружения и предварительного напряжения возникают в одних и тех же стержнях; разность напряжений в поясах от нагрузки и от предварительного напряжения мала; число стержней с усилиями одинаковых знаков от нагрузки и от предварительного напряжения невелико; эти стержни, по возможности, должны быть растянутыми.

Если многоступенчатое предварительное напряжение начинают с натяжения затяжки, то загружение и натяжение на любом этапе можно определить по формулам:

$$P_i = \frac{1}{N_в^{P=1}} (N_н k_1 + N_в)(k_1 k_2)^{i-1}; \quad (29.102)$$

$$X_i = \frac{1}{N_н^{x=1}} \left(N_н k_1 + N_в\right) k_1^{i-2} k_2^{i-1}, \quad (29.103)$$

где $N_в$ и $N_н$ — несущая способность на сжатие контрольных стержней верхних и нижних поясов;

$$k_1 = \frac{N_в^{x=1}}{N_н^{x=1}}; \quad k_2 \frac{N^{P=1}}{N_в^{P=1}}, \quad (29.104)$$

где $N_н^{x=1}$ и $N_в^{x=1}$ — усилия в контрольных стержнях нижнего и верхнего поясов от единичной силы в затяжке ($N_н^{x=1} > N_в^{x=1}$); $N_н^{P=1}$ и $N_в^{P=1}$ — усилие в соответствующих стержнях от единичной вертикальной нагрузки.

Суммарная нагрузка на ферму

$$P = \Sigma P_i = \frac{1}{N_в^{P=1}} (N_н k_1 + N_в) \times$$

$$\times \sum_{i=1}^{\infty} (k_1 \cdot k_2)^{i-1}. \quad (29.105)$$

Суммарное усилие в затяжке с учетом самонапряжения

$$N_з = \frac{N_н}{N_н^{x=1}} + \sum_{i=2}^{\infty} x_i + N_з^{P=1} \sum_{i=1}^{\infty} P_i, \quad (29.106)$$

где $N_з^{P=1}$ — усилие в затяжке от единичных нагрузок.

На рис. 29.41 приведены графики P—i для численных значений параметров, входящих в формулу (29.102).

Из графиков видно быстрое падение величины допустимой нагрузки для каждого последующего этапа загружения. С уменьшением значения коэффициента k_1 число эффективных загружений уменьшается. Видно также, что при многоступенчатом предварительном напряжении ферм рассматриваемого типа можно ограничиться 3—4 циклами натяжений. Если натяжение затяжки производится после первого загружения (т. е. $X_1 = 0$; $i = 2, 3, 4$ и т. д.), то формулы для многоступенчатого предварительного напряжения имеют вид.

$$P_i = \frac{1}{N_н^{P=1}} (N_н + N_в k_2) k_1^{i-1} k_2^{i-2}; \quad (29.107)$$

$$X_i = \frac{1}{N_н^{x=1}} (N_н + N_в k_2) \cdot$$

$$\cdot \sum_{i=2}^{\infty} k_1^{i-2} k_2^{i-2}. \quad (29.108)$$

Суммарная нагрузка

$$\Sigma P = P_1 + \sum_{i=2}^{\infty} P_i = \frac{N_в}{N_в^{P=1}} +$$

$$+ \frac{1}{N_в^{P=1}} (N_н + N_в k_2) \sum_{i=2}^{\infty} k_1^{i=1} k_2^{i=2}. \quad (29.109)$$

Суммарное усилие в затяжке с учетом самонапряжения

$$N_з = \frac{1}{N_н^{x=1}} (N_н + N_в k_2) \sum_{i=2}^{\infty} k_1^{i-2} k_2^{i-2} +$$

$$+ N_з^{P=1} \sum P. \quad (29.110)$$

Теоретическая предельная нагрузка на ферму при любом порядке многоступенчатого предварительного напряжения и при бесконечном числе натяжений

$$P_{пр} = \frac{N_в + N_н k_1}{N_в^{P=1} (1 - k_1 k_2)}. \quad (29.111)$$

Эффективность многоступенчатого предварительного напряжения повышается с увеличением значений коэффициентов k_1 и k_2. В фермах арочного типа (см. рис. 28.40) для увеличения коэффициента k_1 и k_2 следует уменьшать расстояния между поясами до минимума, определяемого конструктивными особенностями и требованиями жесткости.

Экспериментальные исследования показали, что фермы, предварительно-напряженные затяжками и запроектированные равнопрочными во всех своих частях, разрушаются в результате потери устойчивости сжатых стержней. Ферма не может потерять несущую способность в результате обрыва затяжки, так как при напряжении в затяжке выше расчетного сопротивления модуль упругости материала затяжки снижается, приращение напряжений в затяжке замедляется и усилия в поясах ферм перераспределяются.

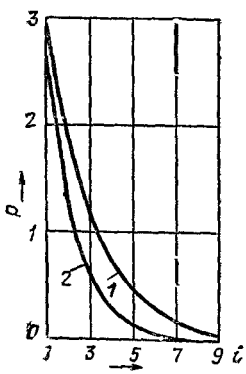


Рис. 29.41. Кривые P—i при разных значениях k_1 и k_2

1 — $k_1 = k_2 = 0{,}8$; *2* — $k_1 = 0{,}6$; $k_2 = 0{,}8$

29.2.11. Работа предварительно-напряженной нити на сжатие

Примером способности растянутого гибкого элемента работать на сжатие является устройство жестких опор наплавных мостов. Понтон большей грузоподъемности, чем возможные на него нагрузки

(постоянные + временные), погружен в воду ниже поверхности и прикреплен к заанкеренным в дне тросам. При нагрузке понтон сохраняет свое положение по высоте и ведет себя так, как если бы вместо тяжей были жесткие стержни. Положение и грузоподъемность понтона сохраняются независимо от колебания уровня воды.

т. е. элементов, работающих на противоположные по знаку напряжения, при преобладании напряжений растяжения; при этом цепь заменяет верхний пояс фермы. В четвертях пролета высота ферм повышена, что увеличивает жесткость системы.

Вантовый переход через Волгу для канатной дороги на строительстве Волжской

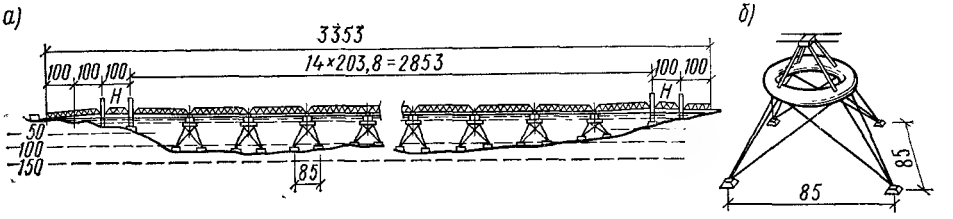


Рис. 29.42. Схема моста через Мессинский пролив

а — общий вид; *б* — опора (перспектива)

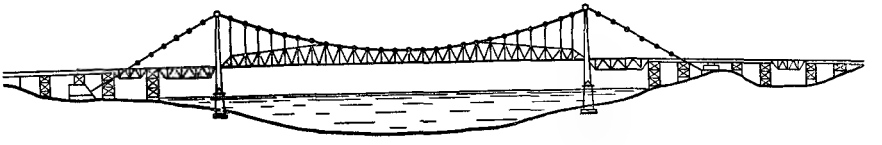


Рис. 29.43. Схема моста Флорианполис

Этот прием был использован в варианте проекта перехода через Мессинский пролив (рис. 29.42, *а*). Опорами 200-метровых пролетов служат торообразные понтоны, закрепленные ниже уровня моря на 13 м (рис. 29.42, *б*). Наружный диаметр тора 40 м; диаметр сечения тора 10 м; объем 7400 м³. Сверху тора размещена пирами-

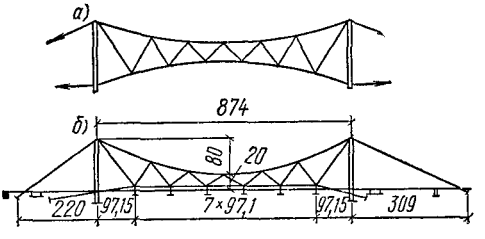


Рис. 29.44. Схема вантового перехода через Волгу

а — исходная схема; *б* — осуществленная система

дальная опора из четырех трубчатых стоек и оголовка. Тор в четырех точках соединяется тяжами с тремя из четырех анкерных блоков (всего 12 тяжей). Каждый тяж представляет собой стальной канат диаметром 85 мм. На каждую опору приходится нагрузка 29 000 кН.

Работа на сжатие гибкой напряженной нити в иной форме использована в конструкциях моста Флорианполис, построенного в Бразилии в 1926 г. Мост несет автодорогу, железную дорогу и акведук. Пролет моста 340 м (рис. 29.43). Особенностью этой схемы является совмещение цепи и верхнего пояса жесткой фермы,

ГЭС им. XXII съезда КПСС пролетом 874 м построен в 1955 г. для четырех линий канатной дороги с суточной производительностью до 20 тыс. т груза. Исходной системой послужила схема из двух поясов канатов, соединенных треугольной решеткой (рис. 29.44). Все элементы выполнены из тросов. При натяжении нижнего пояса все элементы системы получают растяжение. В таком предварительно-напряженном состоянии система под нагрузкой работает как жесткая ферма. При наличии в узлах нижнего пояса усилий от постоянной нагрузки криволинейное очертание нижнего пояса могло быть заменено прямолинейным. Система получает вид, показанный на рис. 29.44, *б*.

ГЛАВА 30. РАЗЛИЧНЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ФОРМЫ И ПРИМЕРЫ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

30.1. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫЕ ФЕРМЫ

Предварительное напряжение многократно применялось в конструкциях ферм производственных зданий. Одной из первых предварительно-напряженных конструкций покрытия была двухпролетная ферма ангара в Мельсборне, Бельгия (рис. 30.1), запроектированная проф. Маньелем. Спаренная ферма с пролетами 76,5 м расположена над воротами ангара и под-

держивает продольные фермы покрытия. Она состоит из двух рядов стоящих ферм, между которыми размещены затяжки, создающие предварительное напряжение. Две симметричные затяжки, каждая из двух ветвей, располагаются от верха средней опоры вниз к серединам пролетов. Ветви

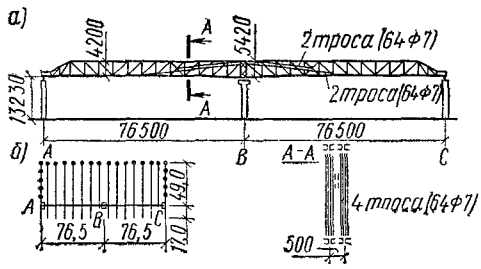


Рис. 30.1. Перекрытие ангара в Мельсборне

а — схема; *б* — план

затяжек представляют собой пучки, состоящие из 64-х высокопрочных проволок диаметром 7 мм. Ферма изготовлена из стали с допускаемым напряжением 140 МПа; проволоки имеют временное сопротивление 1550 МПа и допускаемое напряжение 806 МПа. Натяжением затяжек создается разгрузка ферм в пролетах. Экономия металла определена в 12%, стоимость уменьшена на 4%.

На рис. 30.2 показана трехгранная ферма со стержнями из труб. Две затяжки расположены внахлестку внутри трубы нижнего пояса. Каждая затяжка состоит из трех ветвей в виде сплошных стержней диаметром 26 мм. Трехгранное сечение фермы обеспечивает устойчивость нижнего пояса в процессе предварительного напряжения. Уложенная по верхним поясам железобетонная плита включена в работу фермы. Допускаемое напряжение в стальных стержнях фермы 210 МПа, предел текучести 360 МПа; в стержнях затяжки —

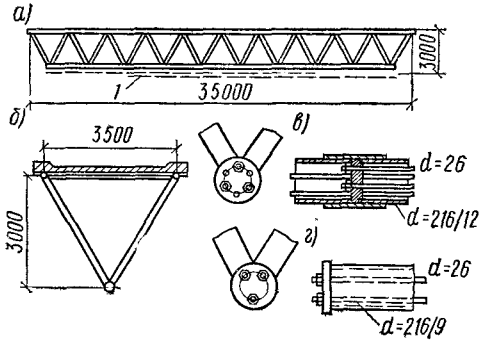


Рис. 30.2. Трехгранная ферма

а — схема; *б* — сечения; *в* — промежуточное крепление натяжного устройства; *г* — концевое крепление натяжного устройства; *1* — напрягающие элементы-затяжки

сталь с допускаемым напряжением 495 МПа и пределом текучести 600 МПа. Расположение затяжек внахлестку создает ступенчатое предварительное напряжение в нижнем поясе с большей разгрузкой панелей в середине пролета.

На рис. 30.3 показана схема предварительно-напряженной конструкции покрытия производственного здания в Минске пролетом 42 м, оборудованного подвесной многопролетной кран-балкой грузоподъемностью 5 т. Фермы типа арка с затяжкой поставлены с шагом 6 м. Четыре подкрановые балки из прокатных профилей, расположенные через 12 м, прикреплены к узлам фермы на уровне затяжки. Затяжки петлевидного типа закрепляются на концевых упорах в опорных узлах ферм, далее они переходят с одной стороны фермы на другую, закрепляясь в местах перелома на верхних поясах подкрановых балок, образуя многозвеньевую восьмерку (рис. 30.3, *б*). Натяжение затяжки производится наверху посредством оттяжки ветвей и закреплением их на верхних поясах подкрановых балок. Оттяжка и закрепление затяжки при усилии 100—120 кН произведены закручиванием болтов с крюками на концах, захватывающими затяжку (рис. 30.3, *в*). Натянутые затяжки вызывают сжимающие усилия в нижних поясах и растягивающие — в верхних поясах ферм. В местах прикрепления затяжки к подкрановым балкам, в плоскости верхнего пояса балок, возникают усилия, растягивающие верхний пояс балок и сжимающие нижний. В результате вся система — фермы, затяжки, подкрановые балки — оказывается предварительно-напряженной. Затяжки выполнены из круглых стержней арматурной стали.

В Свердловске построен корпус испытательного зала пролетом 30 м, перекрытый фермами, предварительно-напряженными затяжками (рис. 30.4). Одна из девяти ферм выполнена из алюминиевого сплава АМг6, остальные — из стали марки ВСт3кп. Затяжки изготовлены из двух спиральных канатов ТК1×37 диаметром 22,5 мм с временным сопротивлением проволоки 1400 МПа. Подъем осуществлялся блоками из двух ферм, соединенных связями. Масса стальных ферм уменьшена на 18%, стоимость снижена на 11%.

На Рефтинской ГРЭС (Урал) машинное и котельное отделения пролетами 39 и 45 м перекрыты предварительно-напряженными фермами типа арка с затяжкой (рис. 30.5). Фермы изготовлены из стали марки ВСт3сп с частичным использованием стали марки 14Г2. Фермы предварительно напрягались затяжкой из двух стальных оцинкованных канатов диаметром 55 м. Временное сопротивление проволок 1400 МПа. Анкерное крепление затяжек стаканного типа с заливкой сплавом из цинка, алюминия и меди. Затяжки натягивались усилием 1100 кН, шаг ферм 12 м. Фермы напрягались на укрупнительной сборке блока из двух ферм. Блоки по железнодорожной колее подавались на место монтажа и краном поднимались в проектное положение. Расход стали снижен на

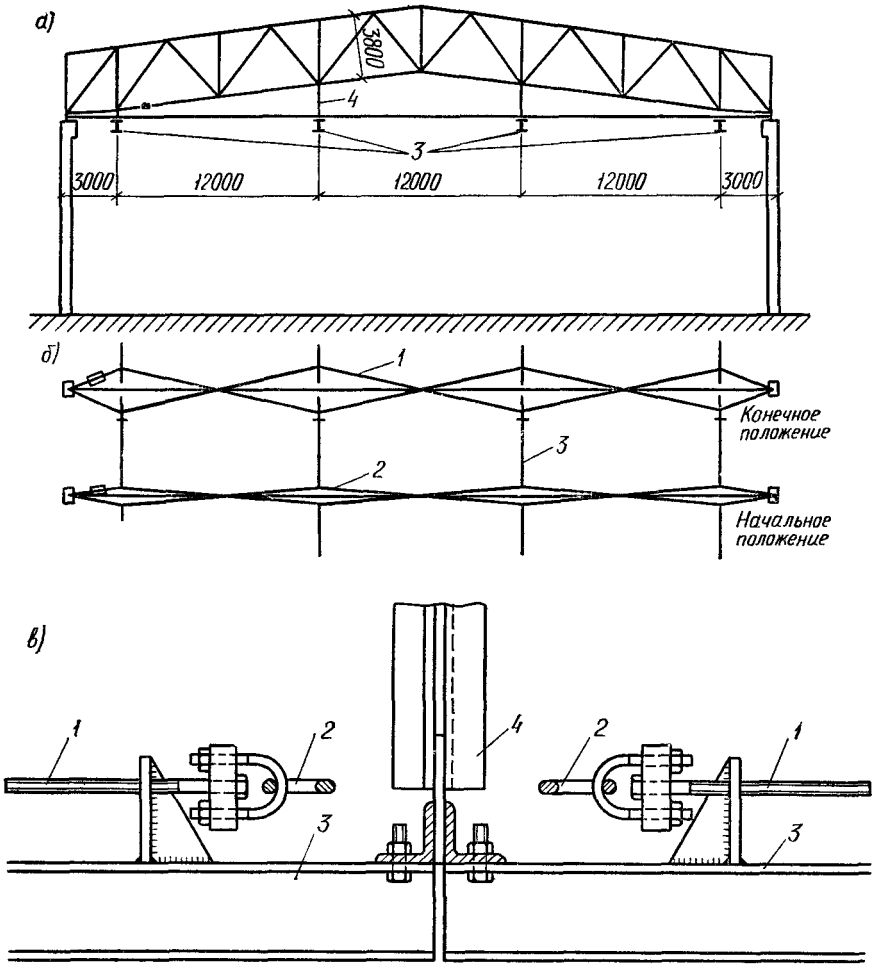


Рис. 30.3. Схема предварительного напряжения ферм покрытия здания и подвесных подкрановых балок петлевидными затяжками

а — схема покрытия; *б* — схема затяжек; *в* — натяжное устройство; *1* — натяжной болт; *2* — затяжка; *3* — подкрановая балка; *4* — подвеска

18—30%, сэкономлено 86 тыс. руб. на первой очереди строительства.

В покрытии ангара в Алма-Ате применены стальные полигональные фермы пролетом 84 м, предварительно-напряженные затяжками. Шаг ферм 12 м. По фермам уложены утепленные щиты размером 3×12 м. К фермам подвешены 5-тонные краны. Предварительно напрягался нижний пояс фермы, скомпонованный из двух швеллеров № 22. Затяжка, расположенная внутри сечения пояса, имеет четыре ветви из пучков сплошного сечения по 24 проволоки диаметром 5 мм с временным сопротивлением 1700 МПа. Анкеровка пучков выполнена запрессовкой пробки в колодку. Применение предварительного напряжения снизило массу ферм на 14%. Вес фермы 26 т.

В Карлсруэ (ФРГ) построен спортивный зал, перекрытый предварительно-напряженными фермами пролетом 40 м (рис. 30.6). Фермы треугольного поперечного сечения с трубчатыми раскосами и верхними поясами из одного уголка. По верхним поясам уложены железобетонные плиты, включенные в работу верхнего пояса. Нижний пояс ферм из прокатного швеллера предварительно напрягался двумя затяжками, уложенными внахлестку. Укороченная затяжка усиливает ферму в средней части пролета.

В проекте покрытия ангара для Чикагского аэропорта (США) применены консольные фермы с вылетом консоли 41,8 м, предварительно-напряженные затяжками (рис. 30.7). По верхнему поясу ферм уложено внахлестку 12 затяжек с концентрацией их в месте наибольших усилий в поясах. Затяжки запроектированы из стержней диаметром 28,4 мм из стали с временным сопротивлением 1020 МПа. Стержни затяжки натягивались наверху усилием 270 кН каждый. В результате предварительного натяжения получена экономия стали 12%.

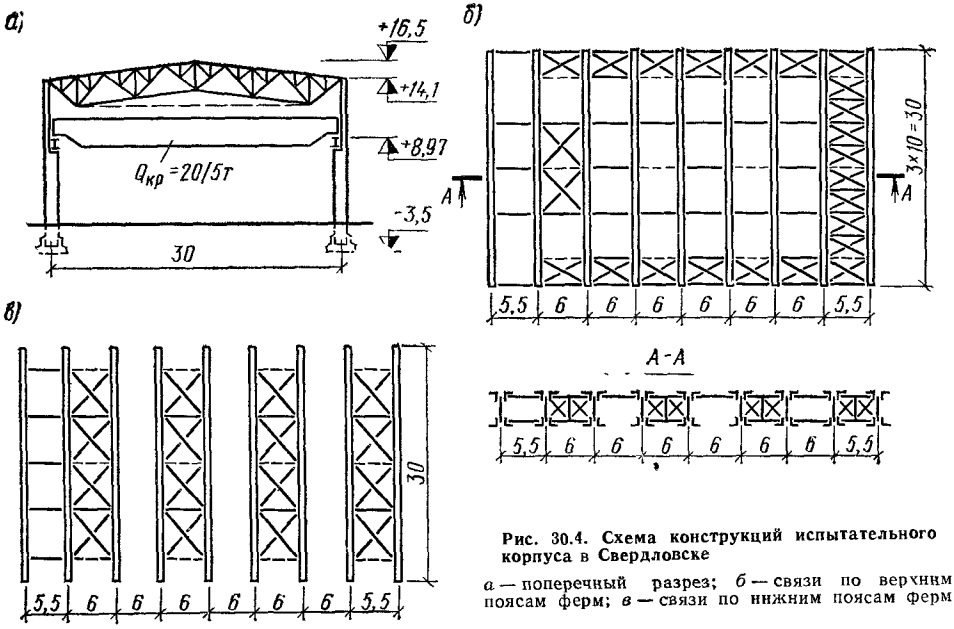


Рис. 30.4. Схема конструкций испытательного корпуса в Свердловске

а — поперечный разрез; *б* — связи по верхним поясам ферм; *в* — связи по нижним поясам ферм

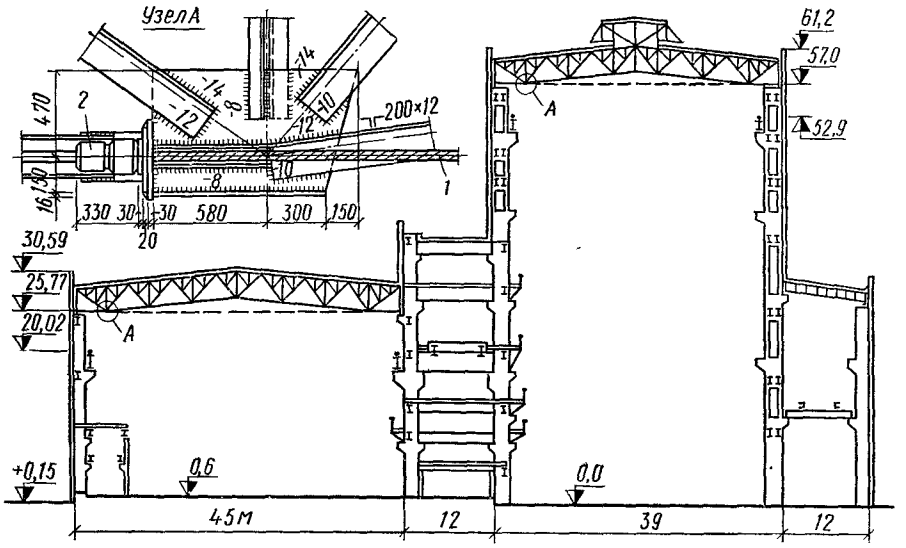


Рис. 30.5. Здание ГРЭС с предварительно-напряженными фермами

1 — затяжка из двух стальных канатов диаметром 55 мм; *2* — стаканный анкер

30.2. КОНСОЛЬНАЯ БАЛОЧНО-РАМНАЯ СИСТЕМА

В автодорожных и городских мостах применяется консольная балочно-рамная система пролетного строения с предварительным напряжением. Пролетное строение представляет собой двухконсольную балку переменного сечения, опирающуюся на стойки. В таком виде система весьма выгодно работает на бо́льшую часть постоянной нагрузки. Для остальной нагрузки система меняется. К консолям крепятся тяжи, идущие наклонно к низу опорных стоек. Предварительное напряжение тяжей достигается присоединением их к консолям при соответствующем временном загружении консолей. Система превращается в двухшарнирную раму. Распор в раме появляется только от временной нагрузки, а не от суммарной полной нагрузки, вследствие чего величина его значительно меньше, чем в других распорных системах; уменьшается соответственно и объем кладки опор. На рис. 30.8 приведена схема конструкции моста этой системы пролетом 102 м с первыми применениями в СССР сварными пролетными строениями из низколегированной стали.

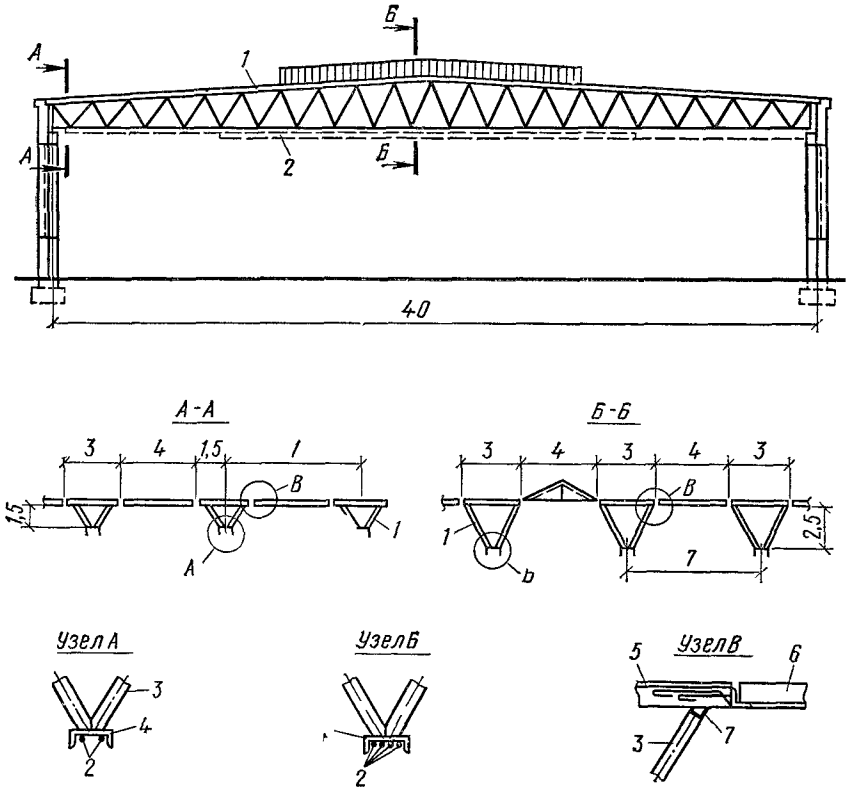


Рис. 30.6. Спортивный зал в Карлсруэ

1 — трехпоясная ферма; *2* — затяжки; *3* — трубчатые раскосы; *4* — нижний пояс из швеллера, *5* — железобетонная плита; *6* — легкобетонная плита; *7* — верхний пояс из одного уголка

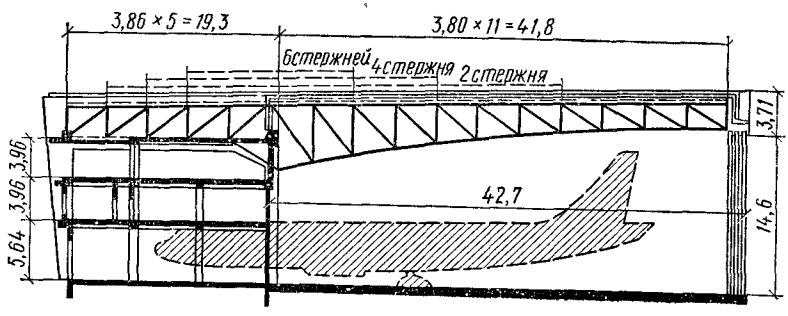


Рис. 30.7. Проект ангара в Чикагском аэропорту

30.3. ОБОЛОЧКИ

Предварительное напряжение может быть использовано для увеличения устойчивости оболочек. На рис. 30 9 показана схема конического предварительно-напряженного покрытия резервуара. Конструкция состоит из бортового кольца жесткости, конической оболочки, радиальных тяг и центрального распорного кольца. При натяжении радиальных тяг распорное кольцо поднимается вверх и натягивает оболочку. В целом конструкция подобна велосипедному колесу. По принципу предварительно-напряженного велосипедного колеса сконструировано и перекрытие американского павильона на Брюссельской выставке 1958 г.

30.4. СЕТЧАТЫЕ ПОКРЫТИЯ

Сетчатые покрытия двойной кривизны состоят из висячих несущих тросов и выпуклых удерживающих (напрягающих) тросов. Такая система при предварительном напряжении удерживающих тросов работает как жесткая. Конструкция покрытия образует как бы высечку из поверхно-

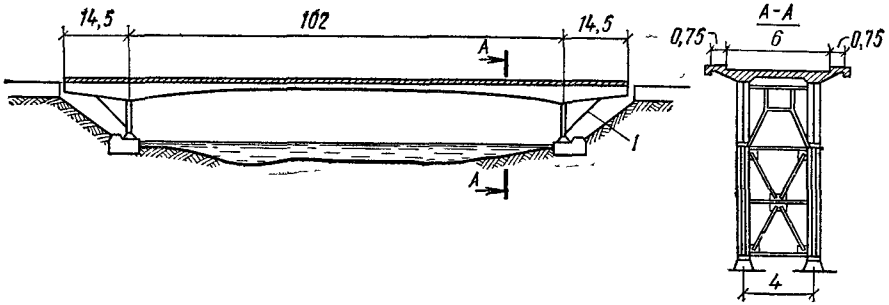


Рис. 30.8. Схема моста консольно-рамной системы

1 — тяж

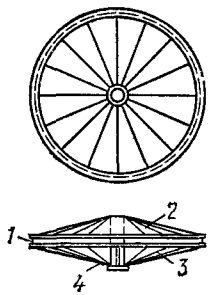


Рис. 30.9. Схема предварительно-напряженного покрытия резервуара

1 — кольцо жесткости; *2* — коническая оболочка; *3* — радиальные тяги; *4* — распорное кольцо

сти гиперболического параболоида. Наиболее крупное сооружение такого типа — выставочное и спортивное здание в г. Ралей, штат Северная Каролина, США. Здание рассчитано на размещение трибун на 5424 зрителя и 4000 переносных мест. Диаметр перекрытия 91,5 м. Жестким контуром являются две железобетонные наклонно расположенные и пересекающиеся параболические арки. К ним прикреплены тросы перекрытия, идущие в двух взаимно перпендикулярных направлениях и образующие поверхность двоякой кривизны. Ячейки сетки 1,83×1,83 м. Настил сделан из волнистой стали. Масса кровли 30 кг/м². Диаметр несущих тросов 19—33 мм, поперечных 12—19 мм.

Конструкция секции Советского павильона выставки 1959 г. в Сокольниках, Москва, состоит из четырех вертикально стоящих алюминиевых арок пролетом по 15 м. Между арками натянуты несущие тросы. Удерживающие тросы расположены поперек несущих и прикреплены концами к контртросам, идущим вниз от арки к арке. Натяжение контртросов приводит все сетчатое перекрытие в напряженное состояние. Таким образом, система тросов образует напряженную сетчатую поверхность двоякой кривизны.

Подробное описание сетчатых покрытий приведено в гл. 19.

30.5. ПАНЕЛИ ПОКРЫТИЯ

В конструкциях покрытий и ограждений широко применяются элементы, состоящие из каркаса и тонких металлических обшивок с двух сторон, а иногда и с одной. В верхней обшивке создается предварительное напряжение — растяжение, что

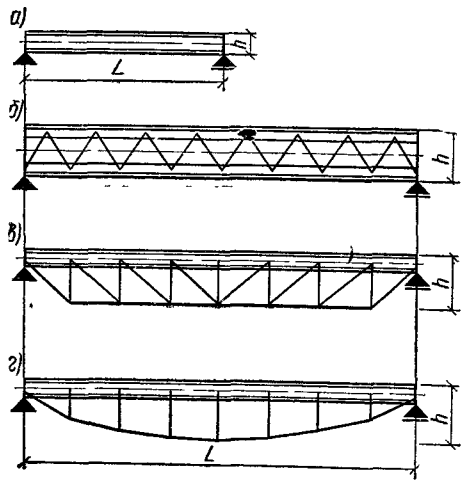


Рис. 30.10. Конструктивные схемы панелей

а—б — балочные пролетом соответственно ≤6 м и >6 м; *в, г* — усиленные шпренгелем с безраскосной решеткой

позволяет ей воспринимать сжимающие напряжения при эксплуатационной нагрузке. Обшивка в этом случае совмещает функции ограждающей и несущей конструкции.

Применяют кровельные панели с предварительно-напряженными обшивками пролетами от 6 до 15—18 м. При пролетах до 6 м они имеют каркас из сплошных гнутых элементов (рис. 30.10, *а*). Каркас состоит из продольных и поперечных элементов, к которым прикрепляется настил. При пролетах 6—12 м каркас выполняется решетчатым (рис. 30.10, *б*), а при больших пролетах панель со сплошным каркасом

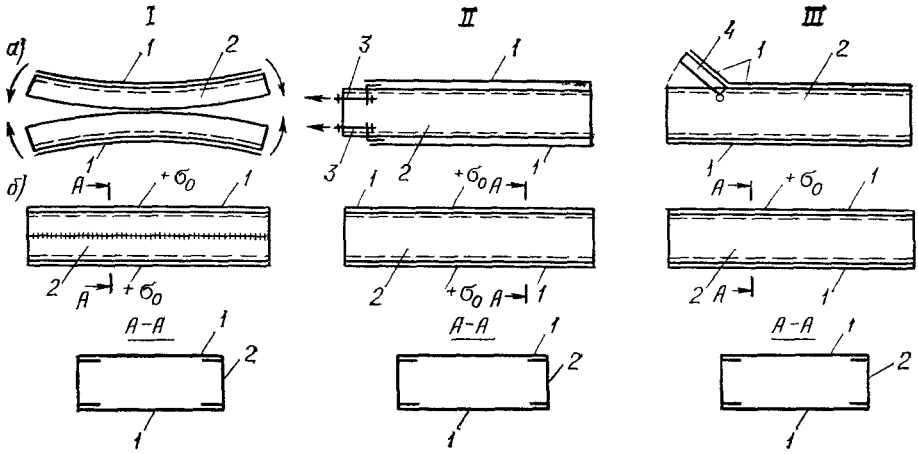


Рис. 30.11. Схемы создания предварительного напряжения в панели

I — способом изгиба; *II* — натяжением болтами; *III* — натяжением рычагом. *а* — заготовки; б — готовые панели; *1* — обшивка; *2* — каркас; *3* — натяжные болты; *4* — натяжной рычаг

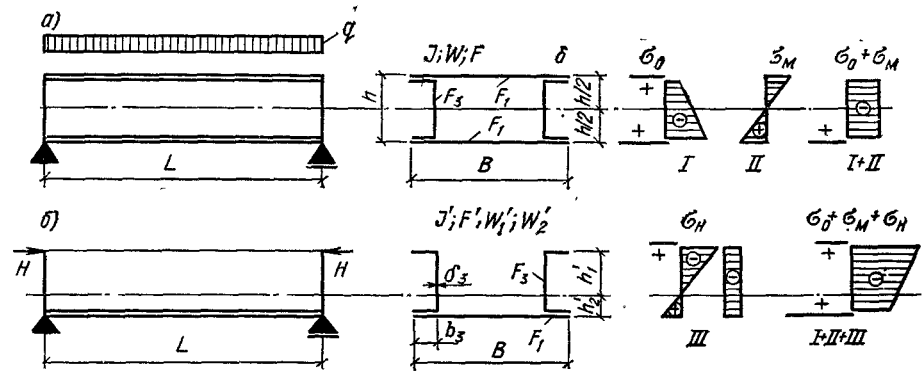


Рис. 30.12. Напряженное состояние балочной панели

а — схема работы при натяжении обшивок и нагружении; *б* — схема работы при воздействии распора верхней обшивки

проектируется как верхний пояс шпреигельной или фермеиной системы (рис. 30.10, *в*, *г*).

Создавать предварительное напряжение можно приваркой обшивки к изогнутым элементам каркаса с последующим их выпрямлением и соединением по нейтральной оси (рис. 30.11, *I*), натяжением обшивки линейным способом болтами (рис. 30.11, *II*) или с помощью рычага (рис. 30.11, *III*). Соединять элементы каркаса между собой и прикреплять к ним обшивки целесообразно точечной сваркой, холодиой клепкой или самонарезающими болтами со специальными шайбами, обеспечивающими плотность соединения. Верхние и нижние обшивки по конструктивным соображениям принимают одинаковой толщины.

Напряжения в конструкции панелей со сплошным каркасом складываются из трех компонентов (рис. 30.12): предварительного напряжения, основных напряжений от расчетной вертикальной нагрузки и напряжений от распора верхней обшивки, работающей под нагрузкой как мембрана.

Прочность конструкции проверяют по формулам:

напряжения в верхней обшивке

$$\sigma_1^{\text{в}} = 0,9\frac{X_1}{F_1} - \frac{Mh}{2J} + \frac{H}{F_1} \leqslant R_1; \quad (30.1)$$

напряжения в верхней кромке каркаса

$$\sigma_3^{\text{в}} = -1,1\frac{X_1+X_2}{2F_3} + 1,1\frac{X_2-X_1}{8J_3}h^2 - \frac{Mh}{2J} - \frac{H(h_1')^2}{J'} - \frac{H}{F'} \leqslant R_3; \quad (30.2)$$

напряжения в нижней кромке каркаса

$$\sigma_3^{\text{н}} = -1,1\frac{X_1+X_2}{2F_3} - 1,1\frac{(X_2-X_1)}{8J_3}h^2 + \frac{Mh}{2J} + \frac{Hh_1'h_2'}{J'} - \frac{H}{F'} \leqslant R_3; \quad (30.3)$$

напряжение в нижней обшивке

$$\sigma_1^н = 1,1\frac{X_2}{F_1} + \frac{Mh}{2J} + \frac{Hh_1' h_2'}{J'} - \frac{H}{F'} \leqslant R, \qquad (30.4)$$

где M — расчетный изгибающий момент; H — распор в верхней обшивке при работе ее как мембраны от вертикальной нагрузки; X_1 и X_2 — усилия предварительного натяжения в верхней и нижней обшивках; R_1 и R_3 — расчетные сопротивления материалов обшивок и каркаса. Коэффициенты 1,1 и 0,9 учитывают перегрузки и недогрузки предварительного напряжения в обшивках.

Значения геометрических параметров даны на рис. 30.12.

Распор верхней обшивки от нагрузки

$$H = H_0 B = \sqrt[3]{\frac{P_0^2 a^2 \delta E}{24(1-\mu^2)(1+V)}} B, \qquad (30.5)$$

где P_0 — расчетная временная нагрузка; a — расстояние между поперечными каркасами;

$$V = \frac{F_1 (h_1')^2}{J'} + \frac{F_1}{F'} \approx 2,47\frac{R_3}{R_1}.$$

Усилие предварительного напряжения в верхней обшивке задается исходя из полного погашения им сжимающих напряжений в верхней обшивке от нагрузки:

$$X_1 \geqslant \frac{M}{W} F_1.$$

Усилие предварительного напряжения в нижней обшивке можно получить из уравнения

$$\frac{X_2}{X_1} = \frac{R_1(1-\alpha) + R_3}{R_3}, \qquad (30.6)$$

где $\alpha = \dfrac{2h}{3(h+2b_3)} \approx 0,35.$

Оптимальную по расходу материала высоту каркаса можно найти из кубического уравнения

$$h_{опт}^3 - h_{опт} \cdot 1,235 H \frac{3}{4}\rho\frac{2R_3 + (1-\alpha)R_1}{R_1 R_3} - \frac{3}{4}\rho\frac{2R_3 + (1-\alpha)R_1}{R_1 R_3} M = 0, \qquad (30.7)$$

где $\rho = h_3/\delta_3$ — отношение между высотой и толщиной стенки гнутого швеллера каркаса.

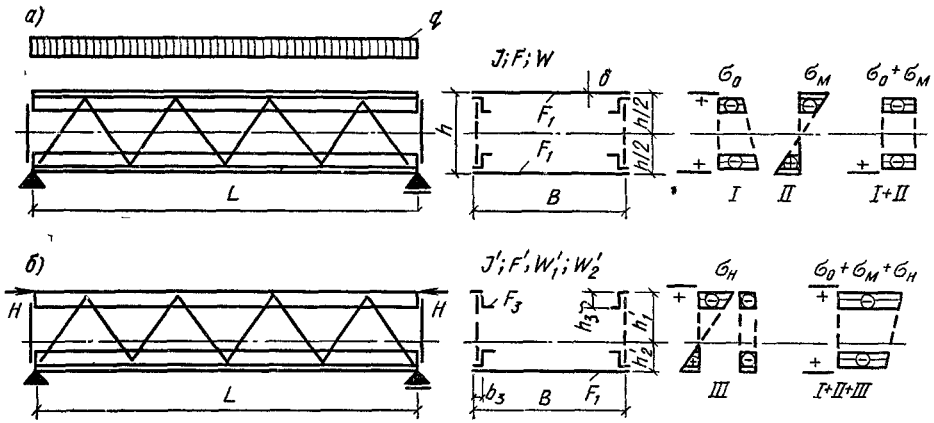


Рис. 30.13. К определению напряженного состояния балочной панели при поясах, соединенных решеткой

а — схема работы при натяжении обшивок и нагружении; *б* — схема работы при воздействии распора верхней обшивки

Предварительный подбор сечений можно производить по формулам:

$$F_{1треб} = \frac{2M'}{hR_1}; \quad E_{3треб} = \frac{M'}{hR_3};$$

$$W_{треб} = M'\frac{2R_3 + (1-\alpha)R_1}{R_1 R_3}. \qquad (30.8)$$

Приведенный изгибающий момент в панели

$$M' = 1,235 Hh + z_1 M, \qquad (30.9)$$

где

$$z_1 = \frac{1,1(1-\alpha) + 0,1 + \frac{X_2}{X_1}[1,1(1-\alpha) - 0,1]}{\left(1 + \frac{X_2}{X_1}\right)(1-\alpha)}.$$

При выполнении каркаса из двух полущитов (рис 30.13), соединяемых по боковым граням решеткой ($L=6$ м), прочность проверяют по формулам:

$$\sigma_1^в = 0,9\frac{X_1}{F_1} - \frac{Mh}{2J} + \frac{H}{F_1} > 0; \qquad (30.10)$$

$$\sigma_3^в = -1,1\frac{X_1 + X_2}{4F_3} + 1,1\frac{(X_2 - X_1)}{4J''}h^2 - \frac{Mh}{2J} - \frac{H(h_1')^2}{J'} - \frac{H}{F'} < R_3; \qquad (30.11)$$

$$\sigma_3^н = -1,1\frac{X_1+X_2}{4F_3} - 1,1\frac{(X_2-X_1)}{4J''}h^2 + \frac{Mh}{2J} + \frac{Hh_1'h_2'}{J'} - \frac{H}{F'} < R_3; \quad (30.12)$$

$$\sigma_1^н = 1,1\frac{X_2}{F_1} + \frac{Mh}{2J} + \frac{Hh_1'h_2'}{J'} - \frac{H}{F'} \leqslant R_1. \quad (30.13)$$

Оптимальная высота из условия наименьшей затраты материала получается большой — ($^1/_8$—$^1/_9$) L; по конструктивным соображениям можно принимать $h=(^1/_{14}$—$^1/_{16})$ L.

При вычислении распора H в формуле (30.5) следует принимать

$$V = 2,3\frac{R_3}{R_1}.$$

Требуемые геометрические характеристики сечения

$$F_{треб} = \frac{2M'}{R_1 h}; \quad F_{3треб} = \frac{M'}{2R_3 h};$$

$$W_{треб} = M'\frac{2R_3+\beta R_1}{R_1 R_3}, \quad (30.14)$$

где

$$M' = 1,15Hh + z_2 M;$$

$$z_2 = \frac{(1,1\beta+0,1)+\frac{X_2}{X_1}(1,1\beta-0,1)}{\left(1+\frac{X_2}{X_1}\right)}; \quad (30.15)$$

$$\frac{X_2}{X_1} = \frac{\beta R_1 + R_3}{R_3};$$

$$\beta = \left[1 - 2\frac{h_3}{h} + \frac{h_3^2}{h^2}(2-\alpha)\right]; \quad \beta_{ср}=0,75.$$

Расчетные характеристики после подбора сечений определяют по формулам:

$$\left.\begin{aligned} &F = 2F_1+4F_3; \quad F_3 \approx \delta_3(h_3+2b_3); \\ &F' = 4F_3 + F_1; \\ &W = h(2F_3\beta + F_1); \\ &J_3 = \frac{h_3}{4}F_3(1-\alpha); \\ &J' = F_3 h^2\left(\frac{2F_1+4F_3}{F_1+4F_3}+\beta-1\right); \\ &J'' = h^2 F_3\beta; \quad h_1' = \frac{F_1+2F_3}{F_1+4F_3}h; \\ &h_2' = \frac{2F_3}{F_1+4F_3}h. \end{aligned}\right\} \quad (30.16)$$

При усилении кровельной панели шпренгелем (при L более 9—12 м) с раскосной или безраскосной решеткой значительно увеличивается жесткость панели и снижается расход металла. Целесообразно панель и усиливающую шпренгельную решетку транспортировать раздельно, собирая их в единую систему перед монтажом.

30.6. ОБЪЕМНО-БЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ

Те же идеи, что и в кровельных панелях, реализуются в объемно-блочной конструкции, перекрывающей пролеты 40—60 м. Конструкция покрытия состоит из объемных блоков, включающих в себя две вертикальные фермы, соединенные по верхним и нижним поясам горизонтальными связями и обшивками из листового металла. Обшивки при загружении блоков включаются в работу поясов ферм. Блоки могут изготовляться целиком на весь пролет или расчленяться по длине на отдельные отправочные элементы, укрупняемые на монтаже. Верхним листам обшивки в процессе изготовления придают растягивающие напряжения, что позволяет включать их в работу на сжатие совместно с верхними поясами каркаса. Особенно эффективны объемно-блочные конструкции, в которых каркас и обшивки выполняются из алюминиевых сплавов. Блок размером 30×3 м, выполненный из алюминиевых сплавов, весит 1,2 т, блок размером 60×4,5 м — 2,5 т.

В Минске построен павильон пролетом 42 м, перекрытый объемно-блочными конструкциями. Блоки состоят из двух вертикальных ферм высотой на опоре 2 м и в пролете 2,5 м, соединенных вертикальными и горизонтальными связями, и верхней и нижней обшивок толщиной 1,6 мм. Верхняя обшивка получала предварительное напряжение. Конструкция каркаса и обшивки стальная — из стали Ст3. Вес конструкции 72 кг/м². Аналогичной системой перекрыто хоккейное поле в Ярославле. Блоки пролетом 60 м с двумя консолями по 3 м. Все перекрытие состоит из объемных блоков размером в плане 60×3 м. Фермы каркаса рыбообразного очертания имеют максимальную высоту в пролете 3,6 м. Предварительно-напряженные листы верхней и нижней обшивки имели толщины соответственно 1,6 и 1,2 мм. Вся конструкция изготовлялась из стали Ст3. Покрытие монтировали укрупненными секциями 66×6 м. Все перекрытие было изготовлено и смонтировано за 6 мес.

В Москве (ВИЛС) запроектированы и построены два здания с покрытиями из объемно-блочных конструкций пролетами 30 и 60 м. Все конструкции, включая каркас и обшивку, выполнены из алюминиевых сплавов.

В блоках пролетом 60 м, перекрывающих Ледовый дворец (см. гл. 28), верхнюю и нижнюю обшивки толщиной 1 мм изготовили из рулонного листа марки АМГ-2Л, каркас — из прессованных профилей марки 1915-Т. Верхний лист получил предварительное напряжение с помощью рычажного устройства. Обшивка прикреплена к каркасу заклепками диаметром 5 мм, запрессованными в рассверленные отверстия.

30.7. ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

В листовых конструкциях в виде цилиндрических оболочек — резервуарах, газгольдерах, бункерах, силосах, трубопроводах и т. п. — можно создавать предварительное напряжение непрерывной навивкой на них с заданным усилием высокопрочной проволоки или ленты. При этом оболочка получает сжатие, а обмотка — растяжение. Под действием внутреннего давления в процессе эксплуатации оболочка и обмотка работают совместно с полным использованием несущей способности оболочки и обмотки. При предварительном напряжении листовых конструкций возможно снижение расхода металла и стоимости благодаря применению для обмотки высокопрочных материалов, а в ряде случаев — замены дорогостоящих материалов оболочки (необходимых по технологическим причинам) более дешевой наружной обмоткой, замены толстых листов оболочки, не поддающихся рулонированию, иногда требующих ковки или горячей штамповки, более тонкими и т. п. Предварительное напряжение может быть применено в габаритных конструкциях, где обмотка производится на специальном оборудовании в заводских условиях, а также в вертикальных цилиндрических резервуарах большого объема. Корпус этих резервуаров можно изготовлять методом рулонирования, а нижнюю часть корпуса, при необходимости усиления, обматывать на монтаже высокопрочной проволокой специальными машинами.

Вместе с кольцевыми напряжениями в сосудах и аппаратах с избыточным внутренним давлением появляются продольные (меридианальные) напряжения — σ_z, которые воспринимаются только оболочкой, так как обмотка в продольном направлении не работает.

Из рассмотрения схемы работы предварительно-напряженной оболочки и из условия одновременного достижения в оболочке и обмотке расчетных сопротивлений их материалов получаем:

напряжения в оболочке

$$\sigma_1 = \frac{p_r\left(1+\frac{\mu_{r1}\delta_2}{2\delta_1}\right)}{\delta_1 + m\delta_2} + \sigma_{01};$$

напряжения в обмотке

$$\sigma_2 = \frac{mp_r\left(1-\frac{\mu}{2}\right)}{\delta_1 + m\delta_2} - \sigma_{01}\frac{\delta_1}{\delta_2}, \qquad (30.17)$$

где δ — толщина оболочки; $\delta_2(f/t)$ — приведенная толщина обмотки; f — площадь поперечного сечения проволоки (ленты); t — шаг витка обмотки; E_1, E_2 — модули упругости материалов оболочки и обмотки; μ — коэффициент Пуассона материала оболочки; σ_1, σ_2 — кольцевые напряжения в оболочке и обмотке. При достижении материалом оболочки предела текучести ($\sigma_1 = \sigma_{T1}$) получаем предельное давление $P_{пр}$, соответствующее пределу упругой стадии работы оболочки,

$$P_{пр} = \frac{(\sigma_{T1} - \sigma_{01})(\delta_1 + m\delta_2)}{r\left(1+\frac{m\mu\delta_2}{2\delta_1}\right)}. \qquad (30.18)$$

Анализ показал, что учет продольных напряжений σ_z приводит к незначительным увеличениям толщины оболочки и уменьшению толщины обмотки (порядка 4—5%), поэтому в большинстве случаев можно пренебречь влиянием σ_z. При этом допущении получаем формулы для подбора сечений:

требуемая толщина оболочки

$$\delta_1 = \frac{p_r}{R_1}\,\frac{k - m\left(-\frac{\sigma_{01}}{R_1}+1\right)}{\left(-\frac{\sigma_{01}}{R_1}+1\right)(k-m)}; \qquad (30.19)$$

требуемая приведенная толщина обмотки

$$\delta_2 = \frac{p_r}{R_1}\,\frac{-\frac{\sigma_{01}}{R_1}}{\left(-\frac{\sigma_{01}}{R_1}+1\right)(k-m)}; \qquad (30.19')$$

где R_1, R_2 — расчетные сопротивления материалов оболочки и обмотки; σ_{01}, σ_{02} — предварительные напряжения в оболочке и обмотке; $m = E_2/E_1$; $k = R_2/R_1$.

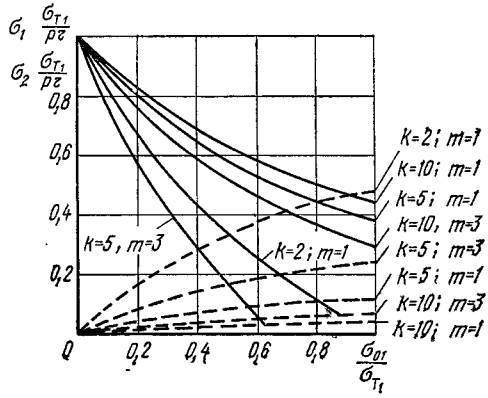


Рис. 30.14. Зависимость относительной толщины оболочки и обмотки от предварительного напряжения при различных параметрах k и m

——— — для δ_1, — — — — — — для δ_2

Построенные по формулам (30.19) и (30.19′) зависимости (см. рис. 30.14) показывают, что при постоянных значениях k с увеличением предварительного напряжения увеличивается толщина обмотки и уменьшается толщина оболочки. При увеличении параметра k толщина обмотки уменьшается, а оболочки — увеличивается. Экономическая эффективность применения предварительного напряжения в цилиндрических оболочках проиллюстрирована на рис. 30.15. В стальных оболочках ($m=1$) расход металла и стоимость уменьшаются с увеличением параметра k, в оболочках из алюминиевого сплава ($m=3$), наоборот, с увеличением k

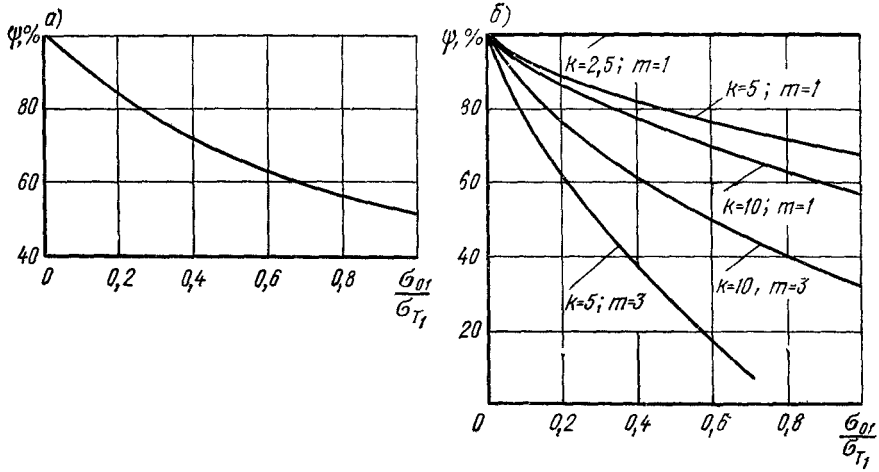


Рис. 30.15. Эффективность применения предварительно-напряженной оболочки в зависимости от предварительного напряжения

а — по массе; *б* — по стоимости

эффективность предварительного напряжения падает. Следовательно, в оболочках из алюминиевого сплава или каких-нибудь других сплавов с низким модулем упругости целесообразно применять обмотку с низкими показателями прочности. Применяя предварительное напряжение, можно снизить расход металла до 50% и стоимость стальных оболочек до 40%, а при алюминиевых — эффект еще выше.

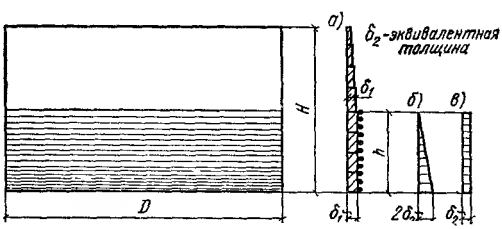


Рис. 30.16. К определению оптимальных параметров вертикального предварительно-напряженного резервуара

а — сечения стенки корпуса; *б* — распределение приведенной толщины обмотки при переменном ее шаге, *в* — условное распределение приведенной толщины обмотки, принятое в расчете

Для получения наиболее экономичных по расходу металла и стоимости предварительно-напряженных оболочек рационально увеличивать предварительное напряжение. Но при сжимающем напряжении, превышающем критическое, оболочка может потерять устойчивость.

В вертикальных цилиндрических резервуарах предварительное напряжение надо создавать лишь в нижних его частях (рис. 30.16). В этом случае оптимальные параметры резервуаров отличаются от параметров обычных резервуаров Оптимальные параметры, полученные из условия наименьшего расхода материала, определяются по формулам:

оптимальная высота резервуара

$$H_{\text{опт}} = \sqrt[3]{\frac{V}{\pi}\left(\frac{\Delta}{\delta_1}\right)^2 \frac{1}{\eta^2}}, \qquad (30.20)$$

где V — заданный объем резервуара; Δ — суммарная приведенная толщина днища и крыши; δ_1 — толщина стенки нижнего пояса корпуса резервуара (без обмотки);

$$\eta = \frac{\delta_{1в}}{\delta_1}(1-\alpha) + \alpha\left[1 + \frac{\alpha\beta}{2(1-\alpha)}\right];$$

$$\alpha = h/H; \ \beta = R_1/R_2;$$

$\delta_{1в}$ — средняя толщина листов, расположенных выше обмотки.

Диаметр резервуара при оптимальной высоте

$$D_{\text{опт}} = 2\sqrt[3]{\frac{V}{\pi}\frac{\delta_1}{\Delta}\eta}. \qquad (30.21)$$

Критические напряжения оболочки, сжимаемой обмоткой, значительно выше критических напряжений при внешнем гидростатическом давлении на оболочку. В последнем случае при потере устойчивости по контуру оболочки образуются вмятины и участки, выходящие за пределы начального контура (рис. 30.17, *а*). В предварительно-напряженных обмоткой оболочках радиальные перемещения контура от центра за первоначальную линию контура невозможны вследствие сдерживания их обмоткой. Возможные перемещения при потере устойчивости в этом случае показаны на рис. 30.17, *б*. Кроме того, при появлении в оболочке вмятин при потере устойчивости усилие натяжения в обмотке падает и падают сжимающие напряжения в оболочке.

Ч. Эймер получил формулу критических напряжений в оболочке:

$$\sigma_{\text{кр}} = 0{,}485\frac{E_1}{r}\sqrt{\frac{m}{1-\mu^2}\delta_1\delta_2}, \qquad (30.22)$$

из которой видно, что критические напряжения зависят не только от толщины оболочки, но и от приведенной толщины обмотки. Эксперименты показали, что формула (30.22) дает несколько заниженные значения критических напряжений В то же время всевозможные дефекты конструкции, отклонения от цилиндрической формы поверхности оболочки могут значительно снизить критическое напряжение.

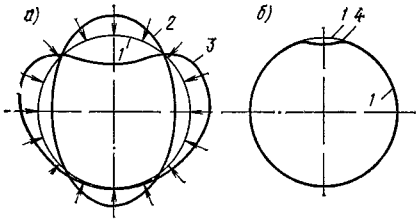


Рис. 30.17. Схемы деформаций при потере устойчивости цилиндрической оболочки

а — без предварительного напряжения; *б* — с предварительным напряжением; *1* — недеформированный контур; *2—4* — формы деформаций

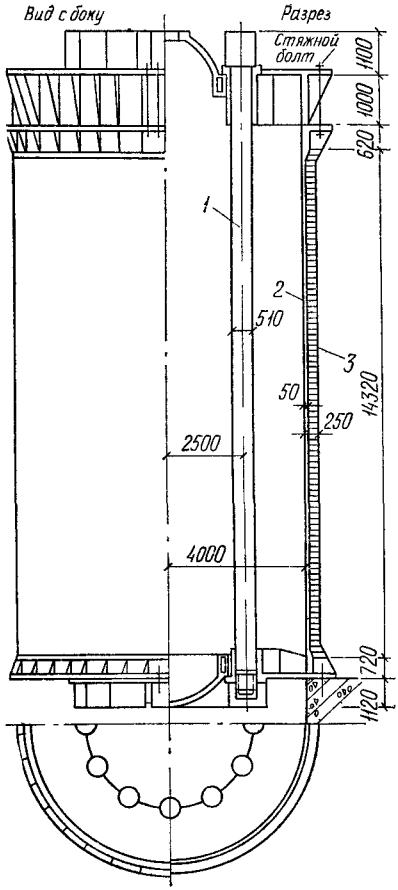


Рис. 30.18. Аппарат высокого давления

1 — предварительно-напряженная тяга, *2* — стенка стальная, *3* — обмотка из предварительно-напряженной проволоки

При проектировании цилиндрического крупногабаритного аппарата высокого внутреннего давления (до 3000 кПа) только с использованием предварительного напряжения можно было создать практически выполнимую конструкцию. Аппарат (рис. 30 18) имеет диаметр 8 м и высоту 15 м. Вертикальный цилиндрический корпус запроектирован из оболочки толщиной 50 мм, выполненной из высокопрочной стали и усиленной обмоткой из высокопрочной проволоки, наматываемой с предварительным натяжением. Толщина обмотки 250 мм. Для восприятия внутреннего давления крышка и днище крепятся по периметру к корпусу высокопрочными болтами и, кроме того, соединены 12 тягами-стяжками, расположенными по окружности диаметром 5 м. Тяги получают предварительное натяжение, что обеспечивает плотное примыкание крышки к корпусу в процессе эксплуатации.

30.8. КОНСТРУКЦИИ ИЗ ГИБКИХ НИТЕЙ (ВАНТ)

Висячие и вантовые системы, выполняемые из стальных тросов, круглой арматуры и других гибких элементов, получающие в настоящее время широкое распространение, могут нормально эксплуатироваться только при применении предварительного напряжения, которое придает им необходимую жесткость и позволяет создавать разнообразные экономичные по расходу стали системы. В висячих системах используется идея создания в гибкой нити предварительно растягивающих напряжений для придания ей возможности воспринимать сжимающие напряжения. Вантовые покрытия описаны в гл. 19.

Широкое распространение получили жесткие тросовые фермы. Одним из примеров жестких тросовых ферм является перекрытие зимнего стадиона в Стокгольме. В Советском Союзе запроектировано и построено несколько мостовых переходов больших пролетов, в которых основными несущими конструкциями являются фермы из стальных канатов, жесткость которых обеспечивается предварительным напряжением. В 1952 г. первым по этой схеме был запроектирован и построен мост (переход) через р. Волгу на строительстве Волгоградской гидроэлектростанции (см. рис. 29.44). Вторым, в 1964 г., был построен вантовый переход через р. Амударью пролетом 390 м (рис. 30.19), поддерживающий две газопроводные трубы диаметром по 1020 мм и служебный автопоезд. Стрела провеса верхнего пояса 43,4 м, или $^1/_9$ пролета. Высота вантовой фермы в середине пролета 10 м, или $^1/_{30}$ пролета. Предварительное напряжение раскосов создается постоянной нагрузкой от пролетного строения до закрепления канатов нижнего пояса в узлах пересечения с раскосами. Затем нижний пояс натягивается гидравлическими домкратами и закрепляется в узлах пересечения с раскосами. В результате получается жесткая ферма с предварительными усилиями растяжения во всех стержнях.

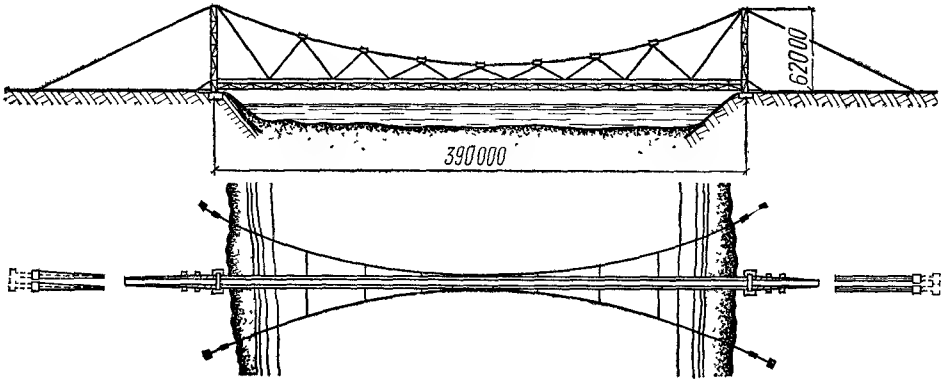


Рис. 30.19. Вантовый мостовой переход через р. Амударью

30.9. ПЕРЕКРЕСТНЫЕ БАЛКИ

В системах перекрестных балок, опертых по контуру (рис 30 20), смещением опор балок можно добиться выравнивания в них моментов — снижения максимальных изгибающих моментов в средних балках

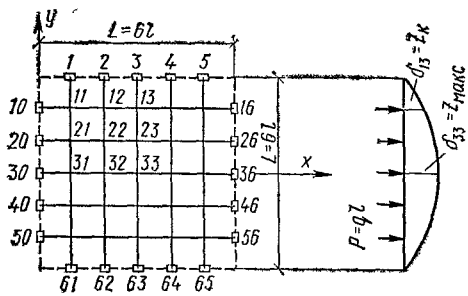


Рис. 30.20. Система перекрестных балок с предварительным напряжением смещением опор

благодаря повышению значений изгибающих моментов в крайних балках Задача решается методом деформаций с фиктивными опорами в каждом узле пересечения балок; влиянием кручения пренебрегают.

Оптимальные осадки опор определяются из условия равенства изгибающих моментов в точках пересечения средних балок:

$$\left.\begin{aligned} &M^x_{13}(g_0+\Delta)=M^x_{23}(g_0+\Delta)= \\ &\quad = M^x_{33}(g_0+\Delta); \\ &M^y_{31}(g_0+\Delta)=M^y_{32}(g_0+\Delta)= \\ &\quad = M^y_{33}(g_0+\Delta). \end{aligned}\right\} \qquad (30.23)$$

Значения изгибающих моментов в уравнениях (30 23) в развернутом виде

$$M^x_i(g_0+\Delta)=\overline{M}^x_{i\Delta_2}\Delta^0_2+\overline{M}^x_{i\Delta_3}\Delta^0_3+ \\ +M^x_i g_0, \qquad (30.24)$$

где $\overline{M}^x_{i\Delta_2}$ и $\overline{M}^x_{i\Delta_3}$ — групповые единичные моменты в рассматриваемых сечениях перекрестных балок от единичных осадок второй (2, 4, 62, 64, 20, 26, 40, 46) и третьей (3, 30, 36, 63) групп симметричных опор перекрестных балок; Δ^0_2 и Δ^0_3 — искомые оптимальные значения осадок групп симметричных опор, при которых будет обеспечено равенство указанных изгибающих моментов.

Значения прогибов балок от действия нагрузки и смещения опор получились равными прогибам простой балки, что соответствует уравнению

$$z=\frac{g_0L^4}{24EJ}\left(\frac{x}{L}-\frac{2x^3}{L^3}+\frac{x^4}{L^4}\right). \qquad (30.25)$$

Эта же линия изгиба повторяется и в линии, соединяющей смещение опоры по контуру системы.

Смещением опор можно получить экономию массы металла 10—19% при равномерно распределенной нагрузке, при сосредоточенной нагрузке в центре системы — 16—20%, при подвижной нагрузке — 6—13%.

30.10. РАМНЫЕ СИСТЕМЫ

Рамные системы, как всякие статически неопределимые, можно предварительно напрягать постановкой затяжек или смещением опор. Схемы расстановки затяжек зависят от схемы рамы. Обычно стремятся при больших пролетах разгрузить ригель рамы как наиболее нагруженный элемент. В зависимости от конструктивной схемы предварительным напряжением можно получить экономию металла 15—25%.

В Советском Союзе применена консольно-балочная рамная система с предварительным напряжением (см. рис. 30.8). Другим

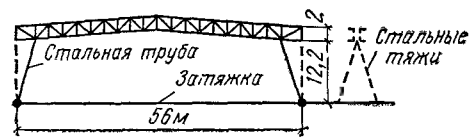


Рис. 30.21. Схема конструкции павильона в Сокольниках (Москва)

примером, близким по идее, является предварительно-напряженная рамная конструкция здания выставочного павильона в Сокольчиках, Москва. Главными несущими конструкциями являются решетчатые поперечные рамы пролетом 56 м (рис. 30.21). Стойки рамы наклонены внутрь здания, что создает консольную систему ригеля. Натяжением консолей затяжками были выравнены изгибающие моменты в пролете и на опоре ригеля. Тяжи поставлены наклонно вдоль стен и, будучи всегда натянутыми, обеспечивают продольную жесткость здания.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Беленя Е. И.** Предварительно-напряженные несущие металлические конструкции. 2-е изд. М., Стройиздат, 1975.

2. **Беленя Е. И.** Обзор исследований предварительно-напряженных металлических конструкций. Труды III Международной конференции по предварительно-напряженным металлическим конструкциям, СССР, 1971.

3. **Бирюлев В. В., Силенко В. П.** Стальные неразрезные рамы с регулируемым напряжением для покрытий промышленных зданий. — Известия вузов. Строительство и архитектура, 1967, № 6.

4. **Васильев А. А.** Оптимальное напряженное состояние металлических предварительно-напряженных балок, работающих в упругой стадии. — Известия вузов. Строительство и архитектура, 1966, № 1.

5. **Вахуркин В. М.** К выбору форм стальной балки с предварительным напряжением. — Строительная механика и расчет сооружений, 1961, № 1.

6. **Вахуркин В. М.** Предварительное напряжение стальных конструкций (область применения и основные направления развития). Металлические конструкции/ МИСИ им. Куйбышева, вып. 43, М., Госгортехиздат, 1962.

7. **Вахуркин В. М.** Предварительно-напряженные стальные конструкции. Раздел VIII в Справочнике проектировщика «Металлические конструкции промышленных зданий и сооружений». М., 1962

8. **Воеводин А. А.** Устойчивость предварительно-напряженной шпренгельной стойки. Труды НИИР, вып. 2, 1970.

9. **Гайдаров Ю. В.** Предварительно-напряженные металлические конструкции. М., Стройиздат, 1971.

10. **Мельников Н. П.** Современное состояние и перспективы развития предварительно-напряженных металлических конструкций. Труды III Международной конференции по предварительно-напряженным металлическим конструкциям, СССР, 1971.

11. **Мельников Н. П.** Металлические конструкции. Часть IV. ЦНИИпроектстальконструкция, М., 1967.

12. **Попов Г. Д.** Регулирование усилий в мостовых конструкциях. Металлические конструкции/ МИСИ им. Куйбышева, вып. 43. М., Госгортехиздат, 1962.

13. **Сперанский Б. А.** Решетчатые металлические предварительно-напряженные конструкции. М., Стройиздат, 1970

14. **Стрелецкий Н. Н.** Эволюция и перспективы развития предварительно-напряженных стальных и сталежелезобетонных мостов в Советском Союзе. Труды III Международной конференции по предварительно-напряженным металлическим конструкциям, СССР, 1971.

15. Третья Международная конференция по предварительно-напряженным металлическим конструкциям. Доклады. Ленинград, 1971.

16. **Трофимович В. В., Пермяков В. А.** Проектирование предварительно-напряженных вантовых систем. Киев, «Будівельник», 1970.

РАЗДЕЛ VIII

РАСЧЕТ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ НА ДИНАМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ

ГЛАВА 31. ДИНАМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ И ИХ КРАТКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА

Эксплуатация ряда промышленных предприятий связана с использованием разнообразных механизмов, работа которых приводит к возникновению динамических нагрузок на строительные конструкции зданий и сооружений. Работа механизмов не всегда ограничивается динамическим воздействием на конструкции, непосредственно несущие эти механизмы, но в ряде случаев приводит к колебаниям объектов, находящихся на значительных расстояниях от источника возмущения. К таким источникам вибраций могут быть отнесены сравнительно тихоходные компрессоры (с частотой вращения 100—300 об/м), мощные кузнечные молоты, некоторые виды транспорта и т. п.

Кроме источников вибрации, связанных с технологией работы промышленного оборудования и транспорта, причинами повышенных колебаний строительных конструкций могут явиться и стихийные силы — ветер и землетрясения. Ветровая нагрузка представляет опасность главным образом для высоких и гибких сооружений типа башен, мачт, а также сооружений, имеющих покрытия больших пролетов (покрытий ангаров, стадионов и других зданий павильонного типа), для большепролетных мостов и переходов.

Сейсмические воздействия опасны для любых строений и должны учитываться при проектировании всех типов сооружений, возводимых в районах, подверженных землетрясениям. Исключения могут составлять лишь те строения, разрушение которых не связано с жизнью людей и порчей ценного имущества.

Динамические воздействия (взрывная волна и т. п.) опасны для всех сооружений; нормирование нагрузок такого рода регламентируется особыми правилами и здесь не рассматривается.

Для расчета динамические воздействия рационально разбить на следующие группы:

а) вибрационная нагрузка, представляющая собой во времени гармоническую кривую;

б) импульсивная нагрузка—однократное действие некоторой силы $P(t)$ как функции времени t. Изменение функции $P(t)$ во времени может быть различного характера;

в) комбинации различных вибрационных и импульсных нагрузок, имеющих во времени стационарный или затухающий характер;

г) подвижная нагрузка;

д) случайные динамические воздействия; часто они лишены четко выраженной закономерности и поддаются количественной оценке лишь с позиций статистической обработки.

31.1. ВИБРАЦИОННАЯ НАГРУЗКА

Вибрационная нагрузка (рис. 31.1) вызывается механизмами с вращающимися массами. Математическое выражение динамической силы имеет вид

$$P(t) = P_0 \sin \omega t, \qquad (31.1)$$

где P_0 — амплитудное значение силы; ω — круговая частота.

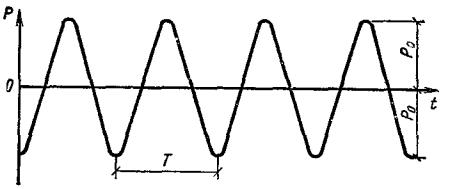


Рис. 31.1. Вибрационная нагрузка

Такая нагрузка может быть очень опасной, особенно для конструкций с частотой собственных колебаний, близкой к частоте нагрузки, обладающих малым затуханием. В этом случае амплитуды вынужденных колебаний конструкции могут достигать больших величин, что отрицательно сказывается на физиологии людей и на технологическом процессе производства. Более того, вибрации опасны и с точки зрения несущей способности конструкций.

В ряде случаев работа механизмов может сопровождаться возникновением не одной гармонической силы, а нескольких (например, при работе кривошипно-шатунного механизма). Возникает необходимость учитывать в расчетах не только силу с низшей частотой, но и высшие гармоники, т. е. нагрузки с более высокими частотами (рис. 31.2).

Воздействия, вызывающие подобный эффект, могут возникать при работе механизмов ударного повторного действия (рис. 31.3). Здесь периодичность нагрузки будет определяться промежутком между ударами, а величина амплитуд колебаний

несущей конструкции будет зависеть от количества энергии, сообщаемой ударным механизмом. Отличие этого воздействия от гармонического состоит в том, что оно имеет одностороннюю направленность, благодаря чему резонансный эффект может воз-

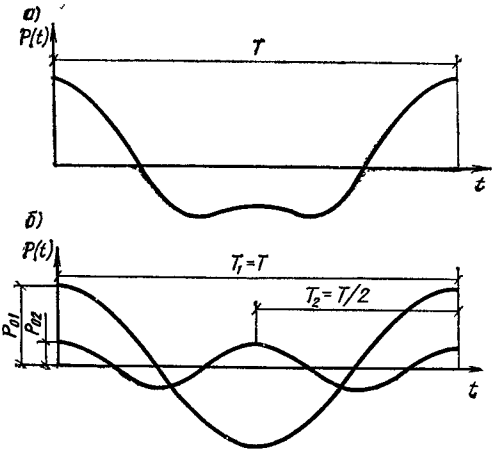


Рис. 31.2. Комбинация вибрационных нагрузок

а — суммарное изменение нагрузки во времени; *б* — составляющие суммарного значения нагрузки

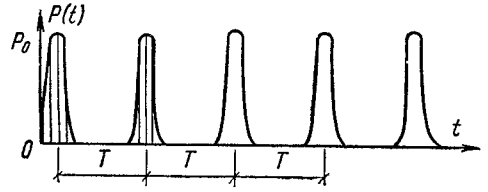


Рис. 31.3. Повторные импульсы

никнуть не только при совпадении частот собственных и вынужденных колебаний, но и при кратности их соотношений.

31.2. ИМПУЛЬСИВНАЯ НАГРУЗКА

Импульсивная нагрузка (рис. 31.4) — кратковременная нагрузка $P(t)$, которая может иметь различный характер изменения во времени При расчете конструкций на воздействие импульсивной нагрузки пользуются уравнением

$$m\ddot{y} + ky = P(t), \qquad (31.2)$$

где m — масса системы; k — коэффициент жесткости упругой системы, т. е. реакция от приложения единичной силы в точке действия нагрузки $P(t)$; y, $\ddot{y}$ — отклонение и ускорение массы системы.

Методика расчета конструкций, воспринимающих удары, может быть основана и на энергетическом принципе, т. е. на принципе равенства энергии, сообщаемой конструкции, и работы внутренних сил, выполняемой при деформации конструкций. Такой тип нагрузки вызывает начальное отклонение несущей конструкции с последующими затухающими колебаниями.

Если ударная нагрузка повторного действия, то, возможно, что последующие удары будут происходить до того, как колебания конструкции еще не прекратятся. Тогда расчет должен производиться с учетом деформаций, вызванных предыдущими нагружениями.

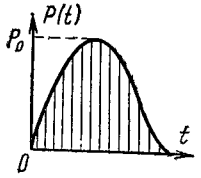


Рис. 31.4. Импульсивная нагрузка

31.3. КОМБИНАЦИИ РАЗЛИЧНЫХ ВИБРАЦИОННЫХ И ИМПУЛЬСИВНЫХ НАГРУЗОК

Одновременное действие ряда вибрационных или импульсивных нагрузок может приводить к разнообразным динамическим воздействиям. В качестве иллюстрации на рис. 31.5 представлена нагрузка, вызываемая тремя гармоническими силами. При расчете конструкций, воспринимающих такое воздействие, следует определить деформации и усилия (или напряжения), вызываемые каждой составляющей в отдельности, и просуммировать их с учетом действия во времени. Практически такой подход затруднен, и поэтому обычно прибегают к различным упрощениям. Так, взаимная фаза действия каждой гармоники по отношению к другим составляющим часто бывает неизвестна, а деформации и напряжения в конструкции, вызываемые гармониками, дают дополнительные сдвиги, которые зависят от соотношений частот собственных и вынужденных колебаний конструкции и могут быть оценены приближенно В этом случае суммарный эффект целесообразно оценивать как величину, равную среднеквадратичному значению всех составляющих.

Далее, если частота собственных колебаний конструкции близка к частоте низшей гармоники, а остальные составляющие значительно выше, то влияние последних на деформации и напряжения, возникающие в конструкции, должно быть незначительным, поэтому ими можно пренебречь.

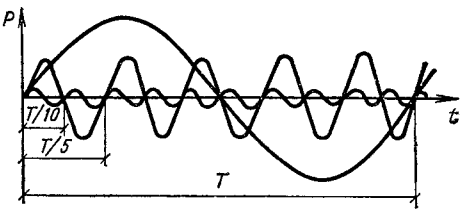


Рис. 31.5. Комбинация вибрационных нагрузок

31.4. ПОДВИЖНАЯ НАГРУЗКА

При расчете конструкций на подвижную нагрузку необходимо рассматривать различные ее положения, медленные перемещения груза по длине конструкции не вызывают в ней существенного динамического эффекта[1].

лее существенным фактором динамического воздействия является не эффект перемещения нагрузки, а эффект удара колес подвижного агрегата о случайные неровности пути или воздействие сил торможения. Нагрузки, отвечающие этим воздействиям, нормируются СНиП II-6-74 («Нагрузки и воздействия»).

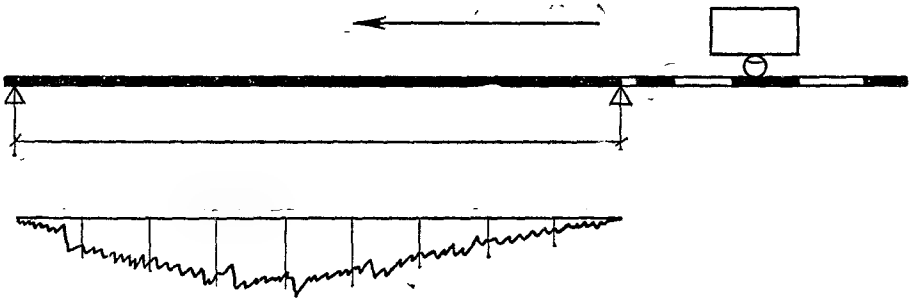


Рис. 31.6. Схема воздействия подвижной нагрузки

Чтобы выявить динамический эффект от подвижной нагрузки, необходимо учитывать возникающие при этом деформации конструкции. Так, балка при перемещении по ней груза (рис. 31.6) прогибается, в результате возникают вертикальные инерционные силы, которые, в свою очередь, приводят к вертикальным колебаниям балки. Наибольший динамический эффект при таком нагружении возникает в случае, когда время прохождения груза по балке приближается к продолжительности половины периода собственных колебаний конструкции.

Однако скорости движения транспортных средств, применяемых в заводской практике, далеки от упомянутых соотношений, а деформативность несущих конструкций незначительна, поэтому описанный эффект подвижной нагрузки очень незначителен. Например, для подкрановых балок, являющихся типичным и наиболее распространенным объектом воздействия подвижной нагрузки в промышленных зданиях, бо-

[1] Вопрос о влиянии повторных изменений напряжений на несущую способность материала конструкции в процессе ее эксплуатации здесь не затрагивается.

31.5. СЛУЧАЙНЫЕ ДИНАМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

Случайными динамическими нагрузками (рис. 31.7) являются сейсмические или ветровые воздействия. Отсутствие явно выраженных закономерностей в таких процессах, не подчиняющихся каким-либо четким формам математической закономерности, сильно затрудняло построение методики расчета на такие нагрузки. В результате расчет конструкций до недавнего времени основывался на представлении о статическом действии нагрузки.

Определять сейсмические нагрузки, основываясь на динамических принципах, в нормах США предложил М. А. Био. Суть предложения сводилась к тому, чтобы динамический эффект землетрясения определять экспериментально на моделях. С этой целью ряд маятников, обладающих различными частотами (моделирующих разные сооружения), устанавливался на подвижную платформочку, которой сообщалось движение, соответствующее записи того или иного землетрясения. Под действием перемещений платформочки маятники приходили в движение, и их отклонения и ускорения измерялись. Зависимость между деформациями модели или ее ускорениями с учетом перио-

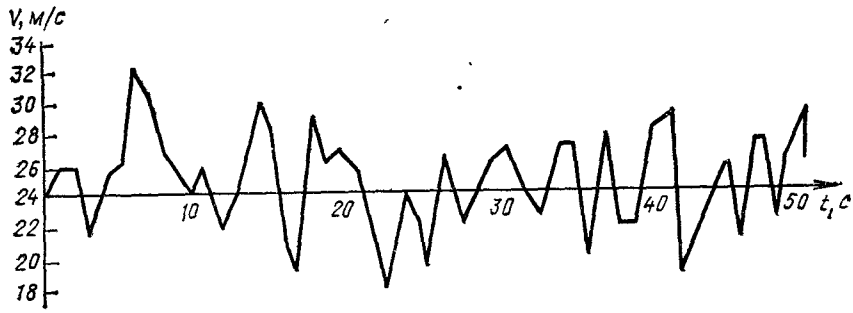


Рис. 31.7. Случайные динамические воздействия

да собственных колебаний маятника характеризует динамический эффект каждого зарегистрированного землетрясения на исследованные системы (рис. 31.8).

Позже, чтобы получить спектральные зависимости между периодами собственных колебаний сооружений и динамическим эффектом воздействия на упругую систему, М. Ф. Барштейн предложил методику обработки записей воздействий типа, представленного на рис. 31.7. Суть методики заключается в том, что случайный процесс раскладывается на его гармонические составляющие, а затем определяется их суммарное действие на упругую систему. Конечным этапом обработки записи случайного воздействия обычно являлся спектральный график коэффициента динамичности (рис. 31.9), т. е. величины, на которую следует умножить значение нагрузки, чтобы получить величину воздействия с учетом его динамического эффекта.

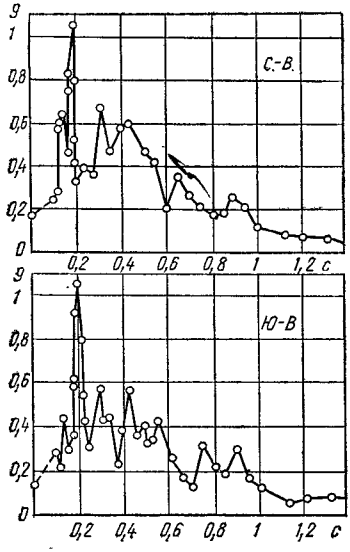


Рис. 31.8. Спектры ускорений землетрясения в Сан-Фернандо (Калифорния, 11/IX 1938 г.)

Так, инерционная сила, вызываемая землетрясением, без учета колебаний упругой системы

$$jm = \left(\frac{j}{g}\right) gm = k_c Q, \qquad (31.3)$$

где k_c — коэффициент сейсмичности; j — ускорение земной поверхности; g — ускорение силы тяжести; m — масса; Q — вес массы.

Сила, вызываемая этим воздействием с учетом колебаний упругой системы,

$$S = \beta k_c Q, \qquad (31.4)$$

где β — динамический коэффициент, зависящий от периода собственных колебаний системы (см. рис. 31.9).

Для системы с числом степеней свободы более одной (рис. 31.10) формула (31.4) приобретает вид

$$S_{ik} = k_c \eta_{ik} \beta_i Q_k, \qquad (31.5)$$

где η_{ik} — коэффициент формы, учитывающий, что различные массы системы при колебаниях получают разные отклонения; для системы с сосредоточенными массами

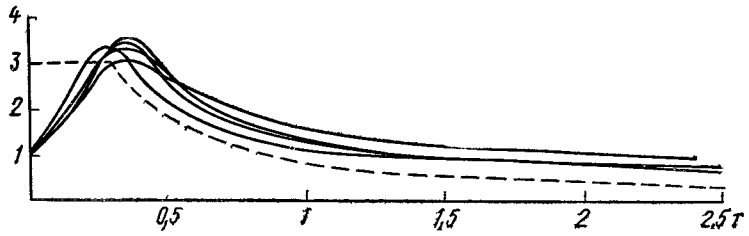


Рис. 31.9. Графики β

— — — — — — построенный в соответствии с нормами; ——— построенные М. Ф. Барштейном по реальным акселерограммам

$$\eta_{ik} = X_{ik} \frac{\Sigma Q_j X_{ij}}{\Sigma Q_j X_{ij}^2},$$

где X_{ik}, X_{ij} — отклонения по i-й форме колебаний.

Расчет на ветровую нагрузку сходен с расчетом на сейсмическое воздействие с той разницей, что здесь нагрузка содержит как статическую составляющую (ветровой напор), так и динамическую составляющую — действие пульсации ветра. Динамическая составляющая, отвечающая i-й форме колебаний, для системы, представленной на рис. 31.10, определяется по формуле

$$P_{dij} = \xi_i \bar{\eta}_{ij} m_j \nu_i, \qquad (31.6)$$

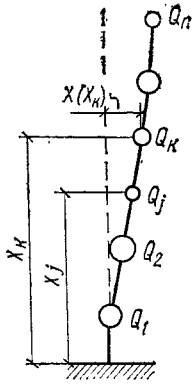


Рис. 31.10. Расчетная схема системы с n числом степеней свободы

где ξ_i — динамический коэффициент ветровой нагрузки; $\bar{\eta}_i$ — коэффициент, зависящий от формы собственных колебаний сооружения и расположения масс. Этот коэффициент несколько отличается от значения η_{ik}, приведенного в формуле (31.5); он имеет размерность ускорения; m_j — масса j-го участка; ν_i — коэффициент корреляции.

Гибкие конструкции, имеющие цилиндрическую форму или форму, близкую к ней (дымовые трубы, мачты сплошного сечения и т. п.), кроме расчета на нагрузку, действующую в направлении, совпадающем с направлением ветра, необходимо рассчитывать также и на колебания в направлении, перпендикулярном ветровому потоку.

Необходимость такого расчета связана со срывами вихрей с боковых поверхностей конструкции, происходящих с частотой собственных колебаний сооружения.

При назначении конкретных величин ветровых и сейсмических нагрузок следует пользоваться СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия» и СНиП II-А.12-69 «Строительство в сейсмических районах». Нагрузки, вызываемые промышленным оборудованием, очень многочисленны, разнообразны и постоянно изменяются по мере появления новых агрегатов, поэтому не поддаются глобальному нормированию. Сведения о динамических нагрузках такого типа содержатся в инструкциях. Кроме того, необходимые сведения для определения нагрузок обычно содержатся в паспортных данных соответствующих механизмов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Инструкция по расчету перекрытий на импульсивные нагрузки. М., Стройиздат, 1966.
2. Инструкция по определению динамических нагрузок от машин, устанавливаемых на перекрытиях промышленных зданий. М., Стройиздат, 1966.
3. Инструкция по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки. М., Стройиздат, 1970.

ГЛАВА 32. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ

32.1. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ НА СВОБОДНЫЕ КОЛЕБАНИЯ

32.1.1. Расчетные схемы

Реакции сооружения на внешние динамические воздействия определяют с помощью расчетных схем. К выбору расчетных схем следует относиться с большим вниманием; в зависимости от принятого характера распределения масс, жесткостей и краевых условий элементов конструкций в значительной мере будут зависеть динамические характеристики конструкции и величина расчетной нагрузки. Чтобы представить, в какой степени влияют на динамические характеристики хотя бы краевые условия, достаточно, например, указать, что частота собственных колебаний основного тона балки с жестко защемленными концами более чем в 2 раза выше частоты балки с шарнирно-опертыми концами.

Поскольку как само воздействие, так и реакция сооружения обычно носят весьма сложный характер, расчетные схемы следует выбирать так, чтобы объективно отображать наиболее существенные факторы работы сооружения. Расчетные схемы целесообразно принимать по возможности более простыми во избежание громоздких вычислений.

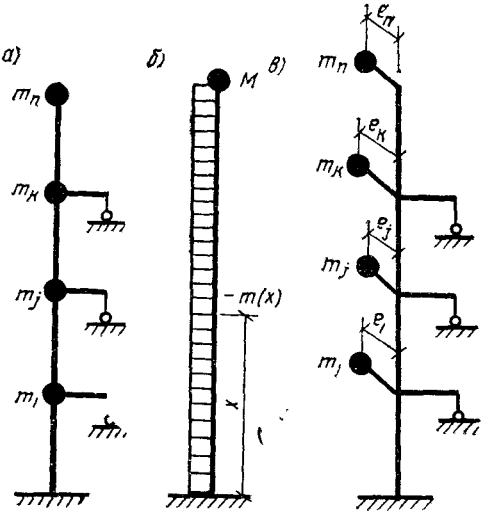


Рис. 32.1. Расчетные схемы зданий

а — с сосредоточенными массами; *б* — с непрерывно распределенной и сосредоточенной массами; *в* — с сосредоточенными внецентренно-расположенными массами

При выборе расчетных схем расположение масс должно отвечать местам их наибольшей концентрации, а направление движения масс должно соответствовать наиболее существенным деформациям.

При расчете многоэтажных зданий, совершающих горизонтальные колебания от ветровых либо от сейсмических нагрузок, расчетные схемы обычно представляются в виде консольной системы с массами, сосредоточенными в уровне междуэтажных перекрытий (рис. 32.1, *а*). Если в плане зда-

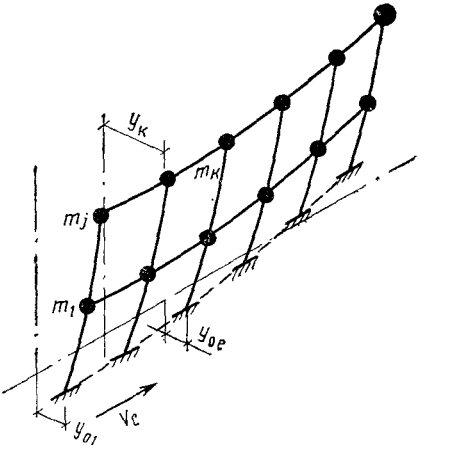


Рис. 32.2. Расчетная схема здания, протяженного в плане

ния центры инерции масс существенно не совпадают с центрами жесткостей в расчетной схеме, то необходимо учитывать наличие соответствующих эксцентрицитетов (рис. 32.1, *в*). Для сооружений типа водонапорных башен, маяков и др., для которых наиболее существенны горизонтальные колебания, расчетные схемы также могут

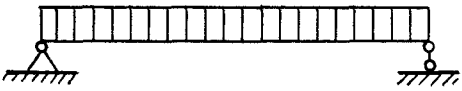


Рис. 32.3. Расчетная схема разрезной балки

быть представлены в виде консольной системы с непрерывно распределенными либо с сосредоточенными массами (рис. 32.1, *б*). При расчете на горизонтальные колебания протяженных зданий с деформативными в плане перекрытиями расчетные схемы должны предусматривать возможность развития деформаций здания не только по высоте, но и в плане (рис. 32.2).

Расчетные схемы разрезных балок обычно представляются в виде стержней с шарнирно-опертыми концами, с равномерно распределенной массой от собственного веса и полезной нагрузки (рис. 32.3).

32.1.2. Определение частот и форм собственных колебаний конструкций

Величина и характер распределения динамической нагрузки, действующей на сооружения, зависят от частот и форм собственных колебаний сооружения.

При расчете систем с конечным числом степеней свободы, т. е. систем с сосредоточенными массами, для определения частот и форм свободных колебаний обычно пользуются либо методом деформаций, либо методом сил.

При расчете методом деформаций решается система уравнений, k-я строка которых имеет вид

$$-m_k p^2 X_k + \sum_{j=1}^{n} k_{kj} X_j = 0, \qquad (32.1)$$

$$(k = 1, 2, 3, \ldots, j, \ldots, n),$$

где m_k — сосредоточенная масса системы; k_{kj} — коэффициент жесткости, т. е. k_{kj} — реакция системы в точке k при единичном перемещении точки j; p — частота собственных колебаний системы; X_k, X_j — амплитуда собственных колебаний системы.

Такая система уравнений обычно решается различными итерационными способами, при этом определяются частоты собственных колебаний p_i и соответствующие каждой частоте амплитуды перемещений масс системы X_{ij}, которые обычно выражаются в виде отношения к перемещению одной из масс системы, например к массе m_1, т е $X_{i1}=1$. Соотношения амплитуд перемещений, получаемых совместно с одной из частот системы, всегда постоянны. Они представляют собой формы собственных колебаний или так называемые главные формы. Индексы i при значениях p_i, X_{ij} являются порядковыми номерами главных форм ($i=1, 2, 3, \ldots, n$). Главные формы колебаний взаимно ортогональны, т. е. колебания системы по каждой главной форме могут происходить независимо от колебаний по другим формам. Таким образом, каждая главная форма соответствует степени свободы упругой системы, т. е. направлению, в котором система может перемещаться независимо от других направлений.

При условии взаимной ортогональности форм работа сил, приложенных к системе по одной форме на перемещения, совершаемые по другой форме, равна нулю. Отсюда

$$\sum_{j=1}^{n} m_j X_{rj} X_{ij} = 0, \qquad (32.2)$$

где r, i — номера форм.

Для системы с бесконечным числом степеней свободы это условие выражается так:

$$\int_0^l m(x) X_r(x) X_i(x)\, dx = 0, \qquad (32.3)$$

где $m(x)$ — закон распределения масс в системе; $X_i(x)$, $X_r(x)$ — функции, характеризующие формы собственных колебаний.

При расчете по методу сил решается система уравнений, k-я строка которых имеет вид

$$-\frac{1}{p^2} X_k + \sum_{j=1}^{n} m_j \delta_{kj} X_j = 0, \qquad (32.4)$$

$$(k = 1, 2, \ldots, j, \ldots, n),$$

где δ_{kj} — перемещение в точке k от действия единичной силы, приложенной в точке j.

Единичные перемещения в точках сосредоточения масс δ_{kj}, а равным образом и коэффициенты жесткости k_{kj} [см выражение (32.1)], определяются с помощью статических методов расчета сооружений.

Эти уравнения решаются аналогично (32.1).

Когда наряду с поступательными перемещениями системы учитываются также и вращательные перемещения, то при расчете дополнительно составляются уравнения, учитывающие моменты вращения масс системы. Например, при совпадении центров масс и жесткостей к уравнениям (32.1) добавляются уравнения вида

$$-\theta_k p^2 \varphi_k + \sum_{j=1}^{n} k_{\varphi kj} \varphi_j = 0, \qquad (32.5)$$

где $k_{\varphi kj}$ — коэффициенты жесткости системы; φ_j — амплитуда угловых колебаний системы; θ_k — момент инерции массы m_k.

Отметим, что для решения приведенных выше уравнений существуют различ-

ные стандартные программы для расчета на ЭВМ.

Ниже даны некоторые случаи расчета систем с бесконечным числом степеней свободы. Частоты и формы собственных колебаний балок с равномерно распределенными массами и постоянными жесткостями определяются с помощью выражения, характеризующего форму изгиба балки:

$$X(x) = B_1 \operatorname{ch} \lambda x + B_2 \operatorname{sh} \lambda x + B_3 \cos \lambda x + B_4 \sin \lambda x, \qquad (32.6)$$

где

$$\lambda = \sqrt[4]{p^2 \frac{m}{EJ}}. \qquad (32.7)$$

Из уравнения (32.6) определяются три первые производные, которые соответственно равны:

$$X'(x) = \varphi(x); \quad X''(x) = -\frac{M(x)}{EJ};$$

$$X'''(x) = -\frac{Q(x)}{EJ}.$$

Учитывая граничные условия системы при $x=0$ и $x=l$ (l — длина балки), из полученных выражений составляются уравнения. Приравнивая детерминат уравнений нулю, получают уравнение, при решении которого находят значения $\lambda_i l$ (i—номер формы собственных колебаний). Затем при подстановке $\lambda_i l$ в исходную систему уравнения определяются коэффициенты B_{i1}, B_{i2}, B_{i3}, B_{i4}. Они обычно выражаются в виде отношения к одному из коэффициентов, принятому равным единице, например $B_{i1}=1$. Частоты собственных колебаний p_i находят из выражения (32.7) при подстановке в него λ_i:

$$p_i = \lambda_i^2 \sqrt{\frac{EJ}{m}}.$$

Формы собственных колебаний находят с помощью (32.6) при подстановке в него λ_i и B_{ij}.

В табл. (32.1) приведены значения $\lambda_i l$ для различных условий заделки концов стержней.

Часто расчетные схемы конструкций представляют собой совокупность отдельных балочных элементов. В этих случаях уравнения для определения частот и форм собственных колебаний составляют на основе учета равенства краевых условий в местах взаимного сопряжения элементов конструкций. При таких расчетах, чтобы избавиться от решения сложных трансцендентных уравнений, непрерывно распределенные массы системы могут заменяться сосредоточенными массами. В результате такой замены получается система с конечным числом степеней свободы, расчет которой выполним с помощью либо уравнений (32.1), либо уравнений (32.4).

В строительной практике нередко встречаются сооружения, обладающие сложными конструктивными схемами. Они составлены из относительно более простых систем, расчет которых по отдельности не связан с практическими затруднениями. В этих случаях целесообразно вначале определить частоты и формы собственных колебаний каждой системы порознь, а затем, используя полученные значения, рассчитать сложную систему в целом. Рассмотрим, например, сложную систему, составленную из двух систем v и w соединенных одна с другой q-связями (рис. 32.4). Расчет выполняется с помощью системы уравнений, h-я строка которых имеет вид

$$\sum_{j=1}^{q} \left(\sum_{k=1}^{n} \frac{p_{vk}\, \delta_{khj}^{v}}{p_{vk}^2 - \omega^2} + \sum_{r=1}^{m} \frac{p_{wr}^2\, \delta_{rhj}^{w}}{p_{wr}^2 - \omega^2} \right) P_j + \frac{P_h}{k_h} = 0; \qquad (32.8)$$

$$(h = 1,2,3,\ldots,q; \quad k = 1,2,3,\ldots,n; \quad r = 1,2,3,\ldots,m),$$

Таблица 32.1. **Значения $\lambda_i l$ для различных условий заделки концов стержней**

Схема заделки концов стержней	Значения $\lambda_i\, l$					
	3,1416	6,283	9,425	12,566	15,708	18,85
	1,875	4,694	7,855	10,996	14,137	17,279
	3,927	7,069	10,21	13,352	16,493	19,632
	4,73	7,853	10,996	14,137	17,279	20,42

где p_{vk}, p_{wr} — соответственно $\bar{k}$-я и r-я частоты собственных колебаний систем v и w; δ^{v}_{khj}, δ^{w}_{rhj} — перемещение в точке h по k-й главной форме от единичной силы, приложенной в точке j системы v, и перемещение в точке h по r-й главной форме от единичной силы, приложенной в точке j системы w; их значения определяют с помощью (32.10), (32.11); P_j, P_h — усилия, возникающие в связях, соединяющих системы v и w; k_h — жесткость h-й связи в направлении действия усилия P_h.

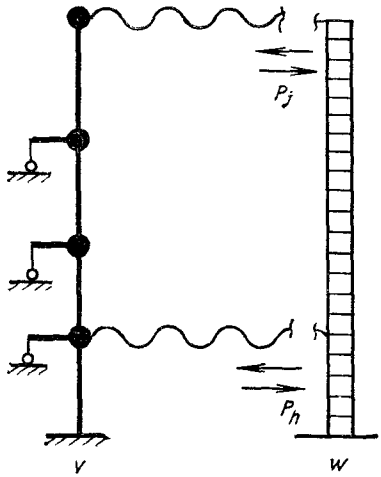


Рис. 32.4. Расчетная схема сложной системы

При решении уравнений (32.8) определяются собственные частоты сложной системы ω_i и соответствующие им усилия $P_{i1}, \ldots, P_{ir}, \ldots, P_{ij}, \ldots, P_{iq}$ в связях, выраженные в виде отношения к одному из усилий. Затем определяются перемещения точек систем v и w, представляющие собой формы собственных колебаний сложной системы в целом. Эти перемещения находят с помощью выражения

$$y^{v}_{ie} = \sum_{k=1}^{n} \sum_{i=1}^{q} \frac{p_k^2 \delta^{v}_{kej} P_{ij}}{p_k^2 - \omega_i^2}, \quad (32.9)$$

где

$$\delta^{v}_{kej} = X_{kj} X_{ke} / p_k^2 V_k(x), \quad (32.10)$$

для системы с распределенными и сосредоточенными массами, совершающей как поступательные, так и вращательные перемещения:

$$V_k(x) = \sum_{j=1}^{n} \left(m_j X_{kj}^2 + \theta_j \varphi_{kj}^2\right) + \int_0^l \left[m(x) \times X_k^2(x) + \theta(x) \varphi_k^2(x)\right] dx, \quad (32.11)$$

где m_j, $m(x)$ — сосредоточенные и распределенные массы системы; θ_j, θ_x — физические моменты инерции масс системы относительно центров тяжести; X_{kj}, φ_{kj}, ..., $X_k(x)$, $\varphi_k(x)$ — ординаты поступательных и вращательных перемещений по k-й форме собственных колебаний.

При отсутствии крутильных колебаний характеристики вращательных перемещений в выражении $V_k(x)$ отсутствуют.

32.2. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ НА ВЫНУЖДЕННЫЕ КОЛЕБАНИЯ

При колебаниях реальных конструкций наряду с инерционными силами и упругими реакциями возникают усилия, зависящие от внутреннего неупругого сопротивления материала конструкций. Эти усилия не оказывают почти никакого влияния на частоты и формы свободных колебаний. Однако при расчете систем на вынужденные колебания силы внутреннего сопротивления могут оказывать существенное влияние на амплитуды перемещения системы, поэтому их необходимо учитывать.

Вынужденные колебания системы с одной степенью свободы характеризуются дифференциальными уравнениями (31.2), которые с учетом силы внутреннего сопротивления записываются в виде

$$m\ddot{y} + \chi\dot{y} + ky = P(t), \quad (32.12)$$

где χ — коэффициент, учитывающий затухание колебаний благодаря внутреннему сопротивлению материала конструкции.

В данном уравнении сила внутреннего сопротивления берется пропорциональной скорости перемещений системы в соответствии с гипотезой W. Voigta. Эта гипотеза основана на условной предпосылке, состоящей в том, что силы внутреннего сопротивления пропорциональны скорости перемещений системы. Применение такой гипотезы удобно при вычислениях на ЭВМ. Поэтому при практическом использовании результатов в окончательные формулы следует вносить необходимые изменения. Они учтены при рассмотрении различных видов воздействий.

После преобразования, уравнение (32.12) переписывается в виде

$$\ddot{y} + 2\varepsilon\dot{y} + p^2 y = q(t), \quad (32.13)$$

где

$$2\varepsilon = \chi/m;$$

$$p^2 = k/m; \quad q(t) = P(t)/m.$$

Значение ε характеризует внутреннее сопротивление всей системы в целом.

Колебания систем со многими степенями свободы происходят одновременно по всем главным формам. В связи с этим перемещения по каждой i-й форме можно выразить уравнением, аналогичным уравнению колебаний системы с одной степенью свободы:

$$\ddot{y}_i + 2\varepsilon\dot{y}_i + p_i^2 y_i = q_i(t), \quad (32.14)$$

где y_i — обобщенное перемещение по i-й форме; p_i^2 — квадрат частоты; $q_i(t)$ — обоб-

щенная нагрузка по i-й форме. Значение ε характеризует внутреннее сопротивление всей системы.

Решение уравнения (32.14) в общем виде следующее:

$$y_i = A_i e^{-\varepsilon t} \sin(p_i t + \lambda_i) + \frac{1}{p_i} \int_0^t q_i(u) e^{-\varepsilon_i (t-u)} \sin p_i (t-u)\, du. \quad (32.15)$$

После того как определено y_i, могут находиться перемещения скорости и ускорения масс системы по формулам:

$$y_{ik} = y_i X_{ik}; \quad \dot{y}_{ik} = y_i X_{ik}; \quad \ddot{y}_{ik} = \ddot{y}_i X_{ik}. \quad (32.16)$$

Общие перемещения системы скорости и ускорения масс представляют собой сумму соответствующих значений по всем формам, т. е.

$$y_k = \sum_{i=1}^{n} y_{ik}; \quad \dot{y}_k = \sum_{i=1}^{n} \dot{y}_{ik};$$

$$\ddot{y}_k = \sum_{i=1}^{n} \ddot{y}_{ik}. \quad (32.17)$$

Известны и другие гипотезы учета сил внутреннего сопротивления. Например, по гипотезе В. С. Мартышкина — Е. С. Сорокина эти силы берутся пропорциональными деформациям системы. В таком случае уравнение вынужденных колебаний записывается в несколько ином виде.

32.2.1. Расчет на вибрационную нагрузку

При расчете на вибрационную нагрузку вида $P_j \sin \omega t$ [см. выражение (31.1)] значение обобщенного перемещения системы по i-й форме, полученное в результате решения уравнений (32.15), имеет вид

$$y_i = y_{i\text{ст}} \beta_i, \quad (32.18)$$

где $y_{i\text{ст}}$ — значение обобщенного перемещения от статического действия обобщенной нагрузки; β_i — коэффициент динамичности;

$$\beta_i = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{p_i}\right)^2\right]^2 + \left(\frac{\psi}{2\pi}\right)^2}},$$

где ψ учитывает относительное поглощение энергии благодаря внутреннему сопротивлению для всей конструкции при вынужденных колебаниях. Оно связано со значением ε зависимостью $\psi/2\pi = 2\varepsilon\omega/p_i^2$.

Значения ψ для некоторых конструкций приведены в табл. 32.2.

Значения перемещений масс системы с n-степенями свободы определяются с помощью (32.16) и (32.17) после подстановки в них значения y_i, полученного по формуле (32.18). В соответствии с полученными перемещениями находятся усилия в конструкциях.

32.2.2. Расчет на импульсивную нагрузку

Импульсивная нагрузка характеризуется кратковременностью действия, т. е. $t_{\text{имп}} \leqslant T/2$. Если рассматривать импульс прямоугольного очертания, т. е. внезапное приложение силы P, а через промежуток $t_{\text{имп}}$ снятие ее, тогда для промежутка времени $0 \leqslant t \leqslant t_{\text{имп}}$ выражение перемещения системы с одной степенью свободы имеет вид

$$y_1 = y_{\text{ст}} (1 - \cos pt), \quad (32.19)$$

где $y_{\text{ст}} = P_{\text{имп}}/mp^2$ — перемещение от статического действия силы $P_{\text{имп}}$; $1 - \cos pt$ характеризует динамический эффект во время действия $P_{\text{имп}}$.

Его максимальное значение представляет коэффициент динамичности β_1. В табл. 32.3 даны значения β_1 при различных соотношениях $t_{\text{имп}}/T$.

Перемещения после прекращения действия $P_{\text{имп}}$, т. е. $t \geqslant t_{\text{имп}}$,

$$y_2 = 2y_{\text{ст}} \sin\left(pt - \frac{pt_{\text{имп}}}{2}\right) \sin \frac{pt_{\text{имп}}}{2}. \quad (32.20)$$

Значения коэффициентов динамичности системы β_1 приведены в табл. 32.3. Из таблицы видно, что максимальное β_2 получается при $t_{\text{имп}} = T/2$.

Таблица 32.2. **Значения ψ для конструкций**

Здание или сооружение	ψ от	ψ до	ψ среднее	Автор исследования
Стальные мосты	0,04	0,3	0,17	С. А. Бернштейн
	0,02	0,29	0,17	С. А. Ильясевич
Стальные дымовые трубы	0,08	0,16	0,11	М. Ф. Барштейн
Каркасные здания: с кирпичным заполнением	0,32	0,68	0,46	С. В Медведев
высотой 8—22 этажа	0,26	0,44	0,36	Г. Н. Карцивадзе

Таблица 32.3. Значении β_1 и β_2 при $t_{имп}/T$

$t_{имп}/T$	0	1/8	1/4	3/8	1/2
β_1	0	0,29289	1	1,70711	2
β_2	0	0,76536	1,41422	1,83412	2

Перемещения системы со многими степенями свободы по i-й форме за время действия импульса и после его исчезновения определяются выражениями:

$$y_{ik} = X_{ik}\, y_{iст}\,(1 - \cos p_i\, t);$$

$$y_{ik} = 2X_{ik}\, y_{iст}\left(\sin p_i\, t - \frac{p_i t_{имп}}{2}\right)\times$$

$$\times \sin\frac{p_i t_{имп}}{2}, \qquad (32.21)$$

где $y_{iст} = \sum_{j=1}^{n} P_{jимп}\, X_{ij}/p_i^2 \sum_{j=1}^{n} m_j X_{ij}^2$.

Перемещения масс системы находят затем с помощью выражений (32.16) и (32.17).

Максимальное перемещение при импульсивной нагрузке будет

$$y_{ik}^{макс} = 2y_{iст}\, X_{ik} \sin\frac{p_i t_{имп}}{2}. \qquad (32.22)$$

Усилия в конструкции определяются в соответствии с полученными перемещениями на основе статических методов расчета.

32.3. РАСЧЕТ ЗДАНИЙ КАРКАСНОГО ТИПА НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

Расчетная сейсмическая нагрузка на здания определяется в соответствии со СНиП II-А.12-69. Значение сейсмической нагрузки S_{ij}, соответствующей i-й форме собственных колебаний здания, определяется по формуле (31.5).

Влияние дополнительных факторов, связанных с высотой здания, его этажностью, гибкостью элементов, следует учитывать в соответствии со СНиП.

Для расчета зданий, обладающих значительной протяженностью в плане, с перекрытиями, податливыми в горизонтальной плоскости, можно использовать расчетную схему, аналогичную приведенной на рис. 32.2, а для определения частот и форм собственных колебаний — формулы (32.1) и (32.5), учитывающие поступательные и вращательные в плане перемещения. Вместе с тем сейсмическая нагрузка, действующая на протяженные системы, зависит от скорости распространения сейсмических волн в грунте. Этот фактор наиболее существен при определении нагрузки, соответствующей крутильным формам колебаний зданий в плане. Крутильной формой в плане обычно является вторая форма колебаний. Сейсмическая нагрузка по этой форме может определяться по формуле

$$S_{ik} = Q_k K_c\, \beta_i\, \delta_{ik}\, C_i, \qquad (32.23)$$

где $\delta_{ik} = X_{ik}/p_i^2 \sum_{j=1}^{n} m_j X_{ij}^2$;

$$C_i = \Big[\Big(\sum_{e=1}^{s} a_{ie}\cos p_i\,\tau_e\Big)^2 + \Big(\sum_{e=1}^{s} a_{ie}\times$$

$$\times \sin p_i\,\tau_e\Big)^2\Big]^{1/2};$$

$$a_{ie} = \sum_{j=1}^{n} c_{ej}\, X_{ij};$$

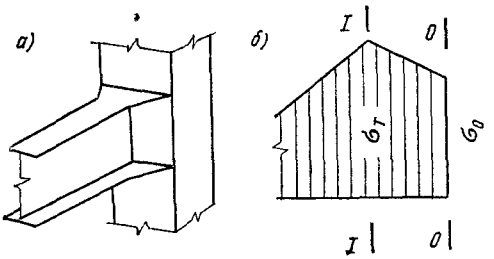


Рис. 32.5. Конструкция опорной части ригеля

а — усиление опорного сечения; *б* — эпюра напряжений в опорной части

c_{ej} — реакция в точке j системы при единичном перемещении основания стойки e; $\tau_e = l_e/v_c$ — сдвиг времени по фазе в точке e; v_c — скорость распространения волны в грунте; l_c — расстояние стойки e от некоторого начала отсчета; за начало может, например, быть принято основание первой либо средней стойки; Q_k, K_c, β_i имеют такое же значение, как и в выражении (31.5).

При расчете протяженных систем с равномерно распределенными массами и жесткостями можно пользоваться разработанными в ЦНИИпроектстальконструкции «Рекомендациями по расчету на сейсмические воздействия зданий с деформируемыми в своей плоскости покрытиями».

При проектировании каркасов сейсмостойких зданий целесообразно предусматривать возможность использования пластических резервов несущей способности конструкций. Вместе с тем следует учитывать, что металлические конструкции имеют тонкостенные сечения, поэтому в них следует остерегаться не только общей, но и местной потери устойчивости. В связи с этим допускать развитие пластических деформаций в стойках не рекомендуется.

Влияние фактора устойчивости на несущую способность балок сказывается в значительно меньшей мере, чем в стойках. Поэтому в ригелях желательно обеспечивать благоприятные условия для развития пластических деформаций. Вместе с тем следует иметь в виду, что наибольшие изгибающие моменты при сейсмической нагрузке возникают в местах сопряжений ригелей со

стойками, которые обычно осуществляются с помощью сварных соединений. При динамической нагрузке таким соединениям свойственны хрупкие разрушения, и они могут выйти из строя еще до того, как в ригелях разовьются пластические деформации. Чтобы обеспечить сохранность сварных стыков, опорные сечения ригелей целесообразно увеличивать так, чтобы зоны максимальных напряжений, в которых ожидается появление пластических шарниров, были достаточно удалены от сварных стыков. Усиливать опорные сечения рекомендуется главным образом развитием полок ригелей.

Места переходов от развитых опорных сечений к основному пролетному сечению ригеля следует подбирать так, чтобы с появлением в них пластических шарниров (см. рис. 32.5, сеч. *I—I*) напряжения в опорных сечениях σ_0 не превышали расчетных сопротивлений. С появлением пластического шарнира рост усилий в местах примыкания ригелей к стойкам (см рис. 32.5, сеч. *0—0*) прекращается Следовательно, пластические шарниры обеспечивают сохранность сварных соединений ригелей со стойками от разрушения.

При расчете рамных каркасов с учетом образования пластических деформаций в ригелях можно пользоваться «Рекомендациями по расчету металлических рамных каркасов на сейсмическую нагрузку с учетом образования пластических шарниров».

Помимо использования пластических резервов несущей способности в ригелях конструкций, которые обеспечивают жесткость зданий в горизонтальном направлении, например в вертикальных диафрагмах, связях и т. п., целесообразно также создавать специальные элементы, обладающие повышенной способностью к поглощению энергии при развитии пластических деформаций [9].

32.4. РАСЧЕТ ВЫСОКИХ ГИБКИХ СООРУЖЕНИЙ

К высоким гибким сооружениям относятся такие, у которых отношение между высотой h и характерным размером в плане d, как правило, не менее десяти. К ним относятся башни, дымовые трубы, аппараты колонного типа, опоры линий электропередач, мачты с оттяжками и др.

Основными нагрузками на такие конструкции являются ветровые и сейсмические. Обоим видам воздействий присущ динамический характер: для ветра—это пульсация его скоростного напора, для сейсмики — инерционная нагрузка, вызванная колебаниями основания. Кроме того, при ветре в высоких гибких сооружениях возможны динамические явления, связанные с аэродинамикой конструкций. В первую очередь, это резонансные колебания сооружений цилиндрической формы поперек ветрового потока, вызываемые периодическими срывами вихрей с поверхностей конструкции.

32.4.1. Свободные колебания

Сооружения башенного типа. По своей расчетной схеме такие сооружения представляют собой статически определимую консольную систему, как правило, с переменной массой и жесткостью Наиболее широко применяемыми методами определения частот и форм свободных колебаний являются методы перемещений и сил. Уравнения колебаний применительно к этим методам приведены выше (гл. 32, п. 1). Их практическая реализация в настоящее время осуществляется на базе ряда программ статического расчета для ЭВМ с дополнительными блоками динамики. Результатом статического расчета в этом случае должны быть единичные реакции или единичные перемещения.

В блоке динамического расчета реализуется дифференциальное уравнение свободных колебаний системы с n степенями свободы, которое в матричной форме имеет вид

$$\overline{A}\,\overline{M}\,\ddot{\overline{Y}} + \overline{Y} = 0. \qquad (32.24)$$

Его решение (без учета затухания колебаний) есть

$$\overline{Y} = \overline{X}\sin\omega t. \qquad (32.25)$$

Уравнение (32.24) после подстановки в него (32 25) будет представлять собой матричную запись системы n линейных алгебраических уравнений относительно неизвестных $\overline{X}$ $(x_1, x_2, \ldots, x_n)$, т. е.

$$\overline{A}\,\overline{M}\,\overline{X} - \frac{1}{\omega^2}\,\overline{X} = 0. \qquad (32.26)$$

Раскрывая определитель этой системы, можно получить частоты собственных колебаний ω_i $(i=1, 2, \ldots, n)$ и значения $\overline{X}_i$, определяющие формы колебаний.

В машинном алгоритме эти операции обычно осуществляются с помощью стандартной программы нахождения собственных чисел и собственных векторов матрицы. В данном случае такой матрицей является произведение $\overline{AM}$. Собственные числа равны $\lambda_i = 1/\omega_i^2$; собственные векторы $\overline{X}_i$ — отличные от нуля решения системы однородных уравнений (32.26).

Учет податливости основания (при необходимости) моделируется выбором схемы опорного закрепления в виде комбинации упругих опорных стержней, препятствующих повороту, сдвигу или тому и другому вместе.

Для решения задачи о свободных колебаниях сооружений башенного типа удобен метод начальных параметров, позволяющий учитывать наряду с сосредоточенными массами равномерно распределенную массу сооружения. Подробно этот метод изложен в [4]. Приведем лишь окончательные выражения для определения частот собственных колебаний консольного стержня со ступенчато переменной жесткостью. Зависимость между начальными параметрами $\overline{z}_0$ (прогиб, угол поворота, мо-

мент и перерезывающая сила) на опоре и значениями этих параметров на свободном конце консоли $\bar{z}_n$ в соответствии с этим методом выражается в виде матричного произведения

$$\bar{Z}_n = \bar{A}_n \bar{A}_{n-1} \ldots \bar{A}_1 \bar{Z}_0, \qquad (32.27)$$

где

$$\bar{Z}_n = \begin{bmatrix} z_n \\ \varphi_n h \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}; \quad \bar{Z}_0 = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \dfrac{M_0 h^2}{EJ} \\ \dfrac{Q_0 h^3}{EJ} \end{bmatrix}; \qquad (32.28)$$

$\bar{A}_i$ — матрица перехода i-го участка

Для участка с равномерно распределенной массой m по высоте и сосредоточенной на его конце массой μ матрица

$$A_i = \begin{bmatrix} A_i & \beta_i B_i & \dfrac{\beta_i^3}{\alpha_i} D_i \\ \dfrac{\lambda_i^4}{\beta_i} D_i & A_i & \dfrac{\beta_i^2}{\alpha_i} C_i \\ \dfrac{\alpha_i \lambda_i^4}{\beta_i^2} C_i & \dfrac{\alpha_i \lambda_i^4}{\beta_i} D_i & \beta_i B_i \\ \left(\dfrac{\alpha_i \lambda_i^4}{\beta_i^3} B_i + \nu_i A_i\right) & \left(\dfrac{\alpha_i \lambda_i^4}{\beta_i^2} C_i + \nu_i \beta_i B_i\right) & A_i + \dfrac{\nu_i \beta_i^3}{\alpha_i} D_i \end{bmatrix}, \qquad (32.29)$$

где

$$\alpha_i = \frac{EJ_i}{EJ}; \quad \beta_i = \frac{h_i}{h}; \quad \nu_i = \frac{\mu_i \omega^2 h^3}{EJ};$$

$$\lambda_i^4 = h_i^4 \frac{m_i \omega^2}{EJ};$$

A_i, B_i, C_i, D_i — функции А. Н. Крылова для i-го участка; h_i — высота i-го участка; h — высота сооружения; EJ — жесткость произвольного некоторого участка.

Частоты колебаний ω находят из условия равенства нулю определителя

$$\begin{vmatrix} a_{32} & a_{34} \\ a_{42} & a_{44} \end{vmatrix} = 0, \qquad (32.30)$$

где a_{32}, a_{34}, a_{42}, a_{44} — элементы матрицы произведения $\bar{A}_n \bar{A}_{n-1} \ldots \bar{A}_1$.

Формы свободных колебаний при известных значениях частот получают, умножая матрицу перехода на вектор параметров в начале участка.

Метод начальных параметров удобен для проведения вычислений на ЭВМ и так же, как и методы сил и перемещений, позволяет вводить в расчет влияние основания при помощи соответствующего назначения начальных условий.

Приведенные методы расчета свободных колебаний являются наиболее универсальными.

Кроме того, есть несколько способов приближенного расчета

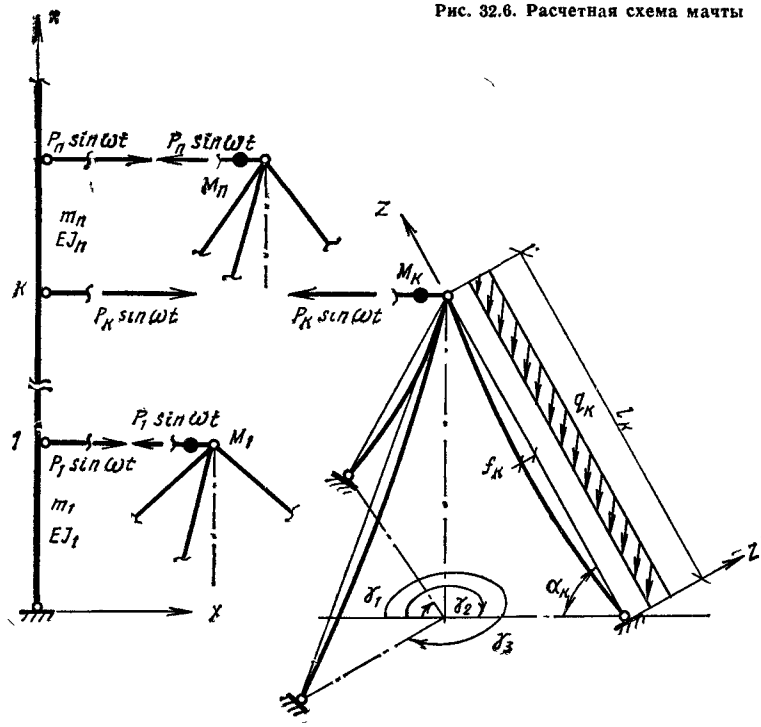
Мачты с оттяжками. При проектировании мачтовых конструкций обычно используется упрощенная расчетная схема, исключающая из рассмотрения силы инерции колеблющихся оттяжек и представляющая собой неразрезной стержень на упругих линейных опорах. Податливость опор получают на основе статического расчета мачты.

Чтобы определить частоты и формы собственных колебаний стержня на упругих опорах, обычно используют методы сил или перемещений, реализованные в виде программ для ЭВМ.

Наиболее существенный недостаток такой расчетной схемы—отсутствие возможности проведения оценки амплитуды колебаний оттяжек в составе мачты и их напряженного состояния в условиях вынужденных воздействий.

В разработанных ЦНИИпроектстальконструкцией «Рекомендациях по расчету

Рис. 32.6. Расчетная схема мачты



мачт с оттяжками на сейсмические и ветровые воздействия» предложена методика, учитывающая фактор колебаний оттяжек. В ней использован прием расчленения, заключающийся в том, что сложная в динамическом отношении система разбивается на относительно более простые системы, для которых известны частоты и формы собственных колебаний или их достаточно просто получить. Такой подход возможен при допущении о линейной работе мачты в пределах амплитуд ее колебаний относительно положения равновесия, определяемого статической составляющей нагрузки.

Расчетная схема дана на рис 32.6. Связи, объединяющие ствол и оттяжки, заменяются системой сил $P_j \sin\omega t$ $(j=1, 2, .., n)$. По отдельности для ствола и для системы оттяжек каждого яруса определяются перемещения в уровнях оттяжечных узлов от действия этих сил. Условие совместности колебаний выражается в виде уравнений неразрывности перемещений ствола и оттяжек в узлах их сопряжений Для мачты с n ярусами это условие представляет собой систему линейных алгебраических уравнений n-го порядка относительно неизвестных сил P_j Строка системы, соответствующая ярусу k, имеет вид

$$X_c(x_k) = -X_0(x_k), \qquad (32.31)$$

где $X_c(x_k)$ — перемещение ствола в уровне яруса k от сил P_j $(j=1, 2, , n)$; $X_0(x_k)$ — перемещение верхних опор оттяжек, составляющих ярус, от P_k

В развернутом виде система уравнений будет представлена в виде

$$\left\{\begin{aligned}
&\left[\frac{1}{\xi_1(p_0,\omega)} + \sum_{i=1}^{N} \frac{X_{i1}^2}{\sum\limits_{j=1}^{\theta} M_j X_{ij}^2} \times \right.\\
&\qquad \left. \times \frac{1}{p_{ci}^2 - \omega^2}\right] P_1 + \\
&+ \sum_{i=1}^{N} \frac{X_{i1} X_{i2}}{\sum\limits_{j=1}^{\theta} M_j X_{ij}^2} \frac{1}{p_{ci}^2 - \omega^2} P_2 + \\
&\quad + \ldots + \sum_{i=1}^{N} \frac{X_{i1} X_{in}}{\sum\limits_{j=1}^{\theta} M_j X_{ij}^2} \times \\
&\qquad \times \frac{1}{p_{ci}^2 - \omega^2} P_n = 0; \\
&\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\
&\sum_{i=1}^{N} \frac{X_{in} X_{i1}}{\sum\limits_{j=1}^{\theta} M_j X_{ij}^2} \frac{1}{p_{ci}^2 - \omega^2} P_1 + \\
&+ \sum_{i=1}^{N} \frac{X_{in} X_{i2}}{\sum\limits_{j=1}^{\theta} M_j X_{ij}^2} \frac{1}{p_{ci}^2 - \omega^2} P_2 +
\end{aligned}\right. \qquad (32.32)$$

$$+\ldots+\left[\frac{1}{\xi_n(p_0,\omega)}+\right.$$

$$\left.+\sum_{i=1}^{N}\frac{X_{in}^2}{\sum\limits_{j=1}^{\theta}M_jX_{ij}^2}\frac{1}{p_{ci}^2-\omega^2}\right]\times$$

$$\times P_n=0.$$

Частоты свободных колебаний мачты можно получить, приравняв нулю определитель матрицы из коэффициента при неизвестных силах P_j. Далее можно определить и соотношения между силами по каждой форме колебаний, решив однородную систему (32.32), приняв предварительно значение какой-либо силы за единицу.

В системе уравнений (32.32) приняты обозначения: X_{ij} — ордината i-той собственной формы колебания в точке j отдельно взятого ствола; $p_{c,i}$ — собственная частота ствола по форме i; M_j — масса, сосредоточенная в точке j ствола.

Символом $\xi_k(p_0,\omega)$ обозначено выражение жесткости оттяжечного узла при его колебаниях с частотой ω:

$$\xi_k(p_0,\omega)=-M_{0k}\omega^2+\sum_{\tau=1}^{q}\bar{H}_{dk\tau}\cos\gamma_\tau+$$

$$+\sum_{i=1}^{q}H_{ki}\cos\gamma_i\sum_{\tau=1}^{q}\frac{\bar{Z}_{dk\tau}}{f_{k\tau}},\qquad(32.33)$$

где γ_τ — угол между оттяжкой с номером τ и направлением колебаний мачты (рис. 32.6); H_{ki} — распор в оттяжке с номером i от статической нагрузки; $f_{k\tau}$ — статический прогиб оттяжки; M_{0k} — масса, отнесенная к опоре яруса оттяжек;

$$H_{ki}=\sqrt{\sigma_{ki}^2F_k^2+\frac{q_{0ki}^2l_k^2}{4}}\cos\alpha_k;\qquad(32.34)$$

$$\bar{H}_{dk\tau}=-\frac{\mu_kl_k^2\omega^2\cos^2\alpha_k}{\pi^2f_{k\tau}\psi_{k\tau}}\frac{p_{0k\tau}^2}{p_{0k\tau}^2-\omega^2}\cos\gamma_\tau+$$

$$+\frac{2\mu_kl_k^2\omega^2\sin\alpha_k\cos\alpha_k}{\pi^3f_{k\tau}}\frac{p_{0k\tau}^2}{p_{0k\tau}^2-\omega^2}\cos\gamma_\tau;\qquad(32.35)$$

$$\bar{Z}_{dk\tau}=-\frac{\cos\alpha_k}{\psi_{k\tau}}\frac{p_{0k\tau}^2}{p_{0k\tau}^2-\omega^2}\cos\gamma_\tau+$$

$$+\frac{2\sin\alpha_k}{\pi}\frac{p_{0k\tau}^2}{p_{0k\tau}^2-\omega^2}\cos\gamma_\tau;\qquad(32.36)$$

$$\psi_{k\tau}=\frac{\pi^2f_{k\tau}}{2l_k}+\frac{H_{k\tau}l_k}{f_{k\tau}EF_k\cos\alpha_k}.\qquad(32.37)$$

В формулах (32.34), (32.35), (32.36), (32.37): μ_k — погонная масса оттяжек; $p_{0k\tau}$ — собственная частота колебаний оттяжки τ яруса k по форме с одной полуволной синусоиды; σ_{ki} — напряжение в оттяжке; q_{0ki} — нормальная к хорде составляющая статической нагрузки оттяжки с номером i.

Перемещения ствола и систем оттяжек каждого яруса (рис. 32.31) от сил $P_j\sin\omega t$ получены в виде разложений в ряд по формам собственных колебаний каждой выделенной системы. В их выражения входят частоты собственных колебаний ствола — p_{ci} и оттяжек — p_{0k}.

Частоты собственных колебаний отдельно взятого ствола можно определить любым методом, рассмотренным в § 32.4.1. Значение частот колебаний оттяжек по форме их статического провисания

$$p_{0k\tau}^2=\frac{EF_k\frac{\pi^4}{2l_k^3}+q_{0k\tau}\frac{l_k}{f_{k\tau}^3}-}{\mu_k\left(\frac{l_k}{f_{k\tau}^2}+\right.}\rightarrow$$

$$\rightarrow\frac{-q_{0k\tau}\frac{\pi^2}{2l_kf_{k\tau}}}{\left.+\frac{\pi^2}{2l_k}\right)},\qquad(32.38)$$

где $q_{0k\tau}\approx1{,}23q_{k\tau}\cos\alpha_k$;

$q_{k\tau}$ — вес единицы длины оттяжки.

При известных значениях частот колебаний ω_r мачты в целом и соответствующих им соотношениях между силами P_i формы колебаний ствола и оттяжек в составе мачты определяются по формулам:

для ствола

$$X_r(x_k)=\sum_{j=1}^{n}\sum_{i=1}^{N}P_j\times$$

$$\times\frac{X_{ki}X_{ij}}{\sum\limits_{j=1}^{\theta}M_jX_{ij}^2}\frac{1}{p_{ci}^2-\omega_r^2},\qquad(32.39)$$

для оттяжки

$$Z_{rk\tau}(z)=-X_r(x_k)\frac{p_{0k\tau}^2}{p_{0k\tau}^2-\omega_r^2}\left(\frac{\cos\alpha_k}{\psi_{k\tau}}-\right.$$

$$\left.-\frac{2\sin\alpha_k}{\pi}\right)\cos\gamma_\tau\sin\frac{\pi z}{l_k}.\qquad(32.40)$$

В качестве примера приводится расчет одноярусной мачты (рис. 32.7) со следующими параметрами:

$EJ=1{,}61203\cdot10^4$ МПа·м² — изгибная жесткость ствола; $m=0{,}08925$ тс²/м² — масса единицы длины ствола; $EF=4785$ МПа×см² — продольная жесткость оттяжки; $\sigma_0=220$ МПа — монтажное напряжение в оттяжках; $M_0=0{,}5607$ тс²/м — масса, сосредоточенная в оттяжечном узле; $q=0{,}249$ Н/м — вес единицы длины оттяжки; $R=702{,}4$ Н — проекция тяжения в оттяж-

ке на ее хорду; $f=0{,}502$ м — стрела провисания оттяжки.

Частоты и формы собственных колебаний ствола получены как для стержня постоянного сечения с равномерно распределенной массой. Для шарнирного опирания ствола частотное уравнение имеет вид

$$shkh\cos kh - chkh\sin kh = 0. \qquad (32.41)$$

Его корни принимают последовательно значения: $kh=0$; 3,927; 7,069; 10,21; ...

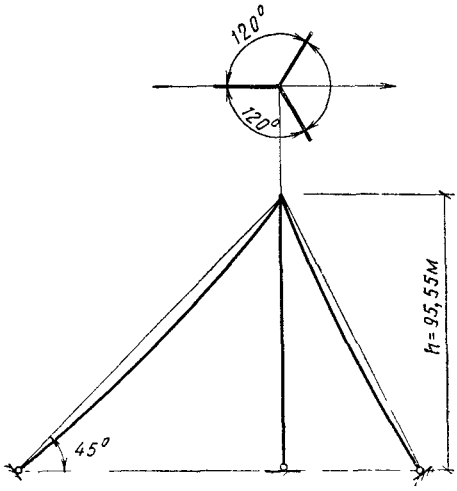


Рис. 32.7. К примеру расчета мачты

Частоты и формы колебаний ствола представлены на рис. 32 8.

Частота собственных колебаний оттяжки в соответствии с формулой (32.28) после подстановки в нее приведенных выше данных

$$p_0^2 = 15{,}87\ c^{-1}. \qquad (32.42)$$

Для одноярусной мачты с тремя оттяжками в плане частотное уравнение совместных колебаний ствола и оттяжек запишется в виде одной строки:

$$\frac{1}{-M\omega^2 + 1{,}5\dfrac{p_0^2}{f\left(p_0^2-\omega^2\right)}\left(\dfrac{2\sin\alpha}{\pi} - \dfrac{\cos\alpha}{\psi}\right)\left(\dfrac{\mu l^2\omega^2\cos\alpha}{\pi^2} - H\right)} +$$

$$+\sum_{i=1}^{N}\frac{X_{0i}^2}{\sum\limits_{j=1}^{\theta} M_j X_{ij}^2}\,\frac{1}{p_{ci}^2-\omega^2} = 0. \qquad (32.43)$$

Значения ω_r, т. е. частоты совместных колебаний ствола и оттяжек, обращающие в нуль левую часть этого уравнения, получены методом последовательных приближений. Их численные значения представлены на рис 32.9.

Формы колебаний мачты при известных ω_r определяются по формулам:

для ствола

$$X_r(x_k) = \sum_{j=1}^{n}\sum_{i=1}^{N}\frac{X_{ki}X_{ij}}{\sum\limits_{j=1}^{\theta} M_j X_{ij}^2}\times$$

$$\times\frac{1}{p_{ci}^2-\omega_r^2}; \qquad (32.44)$$

для оттяжек

$$Z_{r\tau}(z) = -X_r(x_0)\frac{p_0^2}{p_0^2-\omega_r^2}\left(\frac{\cos\alpha}{\psi} - \frac{2\sin\alpha}{\pi}\right)\cos\gamma_\tau\sin\frac{\pi z}{l}. \qquad (32.45)$$

Формы колебаний ствола и оттяжек также представлены на рис. 32.9. Для сравнения там же помещены частоты и формы этой же мачты, полученные при использовании традиционной расчетной схемы в виде стержня с упругой опорой. Сопоставление результатов по двум приведенным схемам подтверждает существенное влияние фактора колебаний оттяжек на колебания мачты.

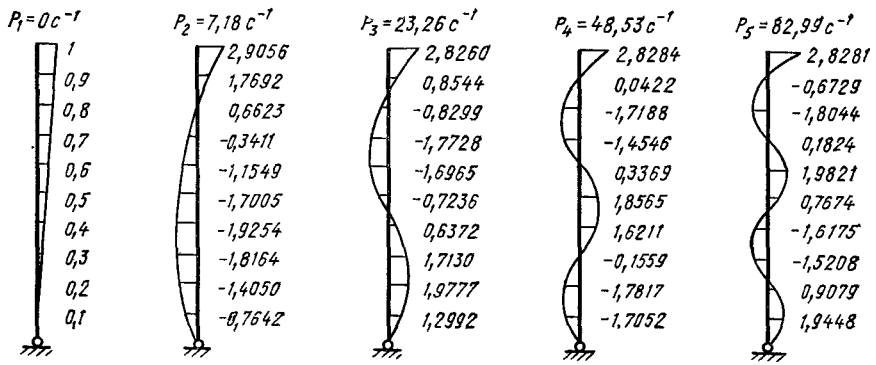


Рис. 32.8. Частоты и формы собственных колебаний отдельно взятого ствола мачты

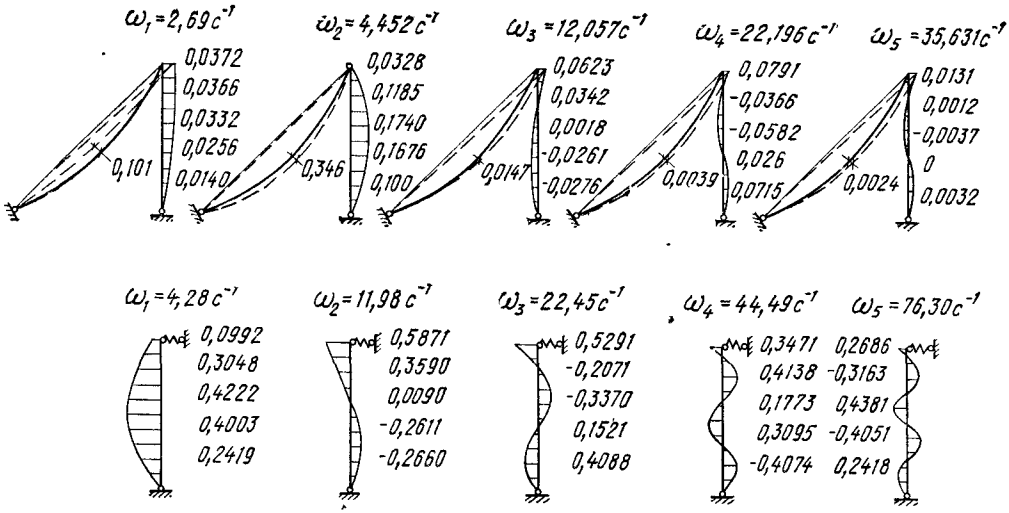


Рис. 32.9. частоты и формы колебаний мачты в целом

32.4.2. Расчет на сейсмические воздействия

Башенные сооружения. Сейсмическая нагрузка на сооружения башенного типа определяется в соответствии с действующими нормами СНиП II-А.12-69.

Для высоких гибких сооружений расчетный коэффициент динамичности β_i берется в 1,5 раза бо́льшим, чем β_i, полученный с помощью графика, приведенного в СНиП. Это обусловлено малым затуханием колебаний в конструкциях подобного типа.

Расчетные значения усилий в сечениях конструкции

$$N_{\text{р}} = \sqrt{N^2_{\text{макс}} + 0{,}5 \sum_{i=1}^{n} N_i^2}, \qquad (32.46)$$

где $N_{\text{макс}}$ — наибольшее значение усилия в данном сечении; N_i — усилия в этом же сечении по другим учитываемым формам, исключая форму, дающую $N_{\text{макс}}$; n — число учитываемых форм собственных колебаний.

Мачты с оттяжками. Для определения сейсмических нагрузок на мачту в общем виде пригодна формула (1) СНиП II-А.12-69. Корректировке должен быть подвергнут коэффициент формы η_{ik} так, чтобы учитывалась работа сейсмической нагрузки на перемещениях оттяжек при колебаниях мачты.

При учете инерционных сил в колеблющихся оттяжках коэффициент η_{ik} определяется по формулам:

для ствола

$$\eta_i(x_k) = \theta_i X_i(x_k); \qquad (32.47)$$

для оттяжек

$$\eta_i(z) = \theta_i Z_i(z). \qquad (32.48)$$

В этих выражениях

$$\theta_i = \frac{\sum_{j=1}^{\theta} M_j X_{ij} + \sum_{k=1}^{n} X_{ik} \mu_k l_k \sin\alpha_k \times \sum_{\tau=1}^{q} \cos^2\gamma_\tau \left(\frac{\sin\alpha_k}{2} + \frac{2\beta_{\tau i}}{\pi}\Delta_{k\tau}\right)}{\sum_{j=1}^{\theta} M_j X_{ij}^2 + \sum_{k=1}^{n} X_{ik}^2 \mu_k l_k \times \sum_{\tau=1}^{q} \cos^2\gamma_\tau \left(\frac{\sin^2\alpha_k}{3} + \frac{2\beta_{\tau i}}{\pi}\Delta_{k\tau} + \frac{2\beta_{\tau i}}{\pi}\Delta_{k\tau}\sin\alpha_k + \frac{\beta_{\tau i}^2}{2}\Delta_{k\tau}^2\right)}, \qquad (32.49)$$

где

$$\Delta_{k\tau} = \frac{2\sin\alpha_k}{\pi} - \frac{\cos\alpha_k}{\psi_{k\tau}};$$

$$\beta_{\tau i} = \frac{p_{0\tau}^2}{p_{0\tau}^2 - \omega_i^2}. \qquad (32.50)$$

Амплитуда перемещений ствола и оттяжек при сейсмическом воздействии по каждой форме определяются по формулам:

$$\overline{X}_i(x_j) = \frac{K_c g \beta_i \eta_i(x_j)}{\omega_i^2}; \qquad (32.51)$$

$$\overline{Z}_{k\tau i}(z) = \frac{K_c g \beta_i \eta_i(z)}{\omega_i^2}, \qquad (32.52)$$

где g — ускорение силы тяжести.

При известных перемещениях оттяжечных узлов и амплитудах оттяжек в них

можно определить дополнительные тяжения при сейсмическом воздействии по формуле

$$\Delta T_{k\tau i} = \frac{\Delta L_{k\tau i} EF_k}{L_{k\tau}}. \qquad (32.53)$$

В этой формуле

$$L_{k\tau} = l_k + \frac{\pi^2 f_{k\tau}^2}{4l_k}; \quad \Delta L_{k\tau i} = \overline{X}_{ik} \cos \alpha_k + \frac{\pi^2 \left(2f_{k\tau} \overline{Z}_{k\tau i} + \overline{Z}_{k\tau i}^2\right)}{4l_k}; \qquad (32.54)$$

$\Delta L_{k\tau i}$ — упругое удлинение оттяжки с номером τ яруса k при колебаниях по форме i.

32.5. РАСЧЕТ РЕЗЕРВУАРОВ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

В условиях сейсмического воздействия частично заполненные резервуары и сооружения, несущие резервуары, по характеру своей работы обладают рядом специфических особенностей. К ним относятся явления гидродинамического характера, обусловленные колебаниями жидкости в ограниченном объеме.

Расчет резервуаров в основном ведется по СНиП II-А.12-69 и дополнениям к нему.

В соответствии с Рекомендациями по расчету резервуаров и газгольдеров на сейсмические воздействия для резервуаров полная сейсмическая нагрузка складывается из нагрузки от гидродинамического давления жидкости и сейсмической нагрузки от веса конструкции. Нагрузки определяются в предположении абсолютной жесткости резервуара в горизонтальном направлении.

Цилиндрический резервуар. При расчете цилиндрического резервуара, стоящего на жестком основании, определяются: гидродинамическое давление на стенки; контурное давление на днище, вызываемое моментом сил, действующих на стенки; допустимая величина зазора между уровнем жидкости и покрытием резервуара с целью предотвращения гидродинамического удара волны о покрытие.

Цилиндрический резервуар с плавающей крышей. Рассчитывать высоту волны не требуется. Гидродинамическое давление принимают равномерно распределенным по высоте. Кроме гидродинамического давления жидкости на стенки резервуара и определяемого им контурного давления на днище определяется еще так называемое сейсмическое давление жидкости на стенки, вызываемое перемещениями основания в вертикальном направлении. Сейсмическое давление по высоте распределено так же, как и гидростатическое, и суммируется с ним.

Сферический резервуар рассчитывают на действие гидродинамического давления. Если сферический резервуар стоит на жестком основании (железобетонном стакане), то следует определять силы реакции основания, которые распределяются по контуру опирания. Характер распределения реакции от гидродинамического давления аналогичен распределению контурного давления в цилиндрических резервуарах на жестком основании.

Сооружения, несущие частично заполненные резервуары, рассчитывают на сейсмическую нагрузку по формуле

$$S_{ik} = K_c (Q_{kk} + Q_{k\text{ж}} k_1) \beta_i \eta_{ik}, \qquad (32.55)$$

где Q_{kk} — вес элементов конструкции; $Q_{k\text{ж}}$—вес жидкости в уровне k; k_1 — коэффициент, зависящий от отношения высоты заполнения резервуара к его радиусу (для цилиндрических и сферических резервуаров) или к ширине (для прямоугольных резервуаров); β_i — коэффициент динамичности (СНиП II-А.12-69); η_{ik} — коэффициент формы.

При определении периодов собственных колебаний сооружения, несущего резервуары, допускается считать их содержимое твердым телом с массой, равной $m_\text{ж} k_1$, где $m_\text{ж}$ — масса жидкости.

Если период собственных колебаний конструкции меньше, чем 0,4 с, то гидродинамическое и контурное давление, а также высота волны в резервуарах, расположенных на сооружении, определяются так же, как и для резервуаров на жестком основании. Если период больше, чем 0,4 с, то все расчетные величины берутся с коэффициентом 1,25.

Расчетные формулы и примеры расчета резервуаров различных конструкций, используемые в настоящее время в практике проектирования в полном объеме, приведены в «Рекомендациях по расчету резервуаров и газгольдеров на сейсмические воздействия».

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Бернштейн С. А.** Основы динамики сооружений. М., Стройиздат, 1941.
2. **Бородин Л. А.** Определение собственных частот и форм сложных стержневых систем. — Строительная механика и расчет сооружений, 1965, № 6.
3. **Демидович Б. И., Марон П. А.** Основы вычислительной математики.
4. **Ивович В. А.** Переходные матрицы в динамике упругих систем. М., «Машиностроение», 1969.
5. **Инструкция** по определению расчетной сейсмической нагрузки для зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1962.
6. **Киселев В. А.** Строительная механика. М., Стройиздат, 1969.
7. **Колоушек В.** Динамика строительных конструкций. М., Стройиздат, 1964.
8. **Корчинский И. Л. и др.** Сейсмостойкое строительство зданий. М., «Высшая школа», 1971.
9. **Корчинский И. Л., Бородин Л. А., Остриков Г. М.** Конструктивные мероприятия, обеспечивающие повышение сохранности каркасов зданий во время землетрясений. — Строительство и архитектура Узбекистана, 1977, № 3
10. **Рекомендации** по расчету мачт с оттяжками на сейсмические и ветровые воздействия. М./ЦНИИпроектстальконструкция, 1973.
11. **Рекомендации** по расчету зданий с жесткими перекрытиями на сейсмические воздействия с учетом протяженности и перегрузок. М./ЦНИИпроектстальконструкция, 1973.
12. **Рекомендации** по расчету металлических рамных каркасов на сейсмическую нагрузку с учетом образования пластических шарниров. М., Стройиздат, 1974.
13. **Рекомендации** по расчету резервуаров и газгольдеров на сейсмические воздействия. М., Стройиздат, 1969.
14. СНиП II-А.12-69 «Строительство в сейсмических районах». М., Стройиздат
15. СНиП II-6-74. «Нагрузки и воздействия». М., Стройиздат, 1976.

РАЗДЕЛ IX
ПРИМЕНЕНИЕ ЭВМ В ПРОЕКТИРОВАНИИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

ГЛАВА 33. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Приводимые в главе общие положения следует учитывать при выполнении проектных работ с применением ЭВМ и при разработке программ для ЭВМ.

Общий процесс разработки проекта металлоконструкций любого объекта складывается из выполнения ряда проектных процедур. Нецелесообразна или невозможна автоматизация процедур, связанных с анализом задания, выбором технического решения, качественной оценкой результатов проектирования. Нецелесообразна автоматизация разнородных мелких конструктивных расчетов. Желательна автоматизация трудоемких расчетов, необходимых для обоснования общей несущей способности конструкции и эффективности проектного решения.

В зависимости от способа применения различают следующие уровни проектирования:

ручное проектирование, не предусматривающее применения средств автоматической вычислительной техники (ЭВМ);

автоматическое проектирование, предполагающее выполнение всего процесса проектирования, начиная от задания и кончая выпуском чертежей, средствами автоматики (ЭВМ) без вмешательства человека на промежуточных этапах;

автоматизированное проектирование, (или проектирование с использованием ЭВМ), сочетающее в той или иной мере рассмотренные выше случаи.

Программы для ЭВМ можно разделить на изолированные и комплексные. Первые автоматизируют отдельный этап проектирования (сбор нагрузок, статический расчет, вычерчивание и др.), последние — несколько этапов.

В обозримом будущем рекомендуется ориентироваться на применение автоматизированного проектирования с использованием комплексных программ, предусматривающих вмешательство человека в процесс проектирования. Автоматическое проектирование можно рекомендовать для простейших элементов металлических конструкций. Комплексная автоматизация возможна и целесообразна при проектировании объектов массового строительства, компонуемых из типовых или унифицированных конструктивных элементов.

При решении вопроса о целесообразности автоматизации несложных для проектировщика этапов проектирования (элементарных расчетов, сбора нагрузок, вычерчивания простых чертежей и др.) следует обращать внимание на степень повторяемости однотипных циклов операций. При небольшой повторяемости работу целесообразно выполнять вручную, при большой повторяемости — отдавать предпочтение машине.

Участие человека в процессе автоматизированного проектирования рекомендуется путем программной организации диалога «человек — машина» и путем прерывания процесса счета в характерных местах для осмысливания проектировщиком промежуточных результатов и внесения необходимых коррективов.

При отсутствии специальных устройств в качестве средства общения человека с машиной в режиме диалога может быть использован телетайпный канал, с помощью которого достаточно коротких ответов человека на «вопросы» машины.

Устройство графического вывода (УГВ) рекомендуется, как правило, использовать для контрольного вычерчивания расчетных схем, иллюстрации результатов расчета (построения эпюр внутренних усилий, линий влияния, линий прогибов от статических и динамических нагрузок, вычерчивания различных графиков), получения конструктивных чертежей отдельных элементов. Компоновку и окончательное оформление чертежей на УГВ целесообразно предусматривать только в специализированных технологических линиях проектирования (ТЛП).

При проектировании металлических конструкций с использованием ЭВМ следует выполнять требования действующих нормативных документов. В тех случаях, когда для удобства использования вычислительной техники или для использования возможностей ЭВМ по более глубокому анализу работы конструкции необходимо частично отступить от требований нормативных документов, такое отступление следует согласовать с организацией, разработавшей соответствующий документ. Это согласование выполняется разработчиками программ, и соответствующая запись должна быть помещена в инструкции по использованию программы.

Методика расчета, служащая основой программы, должна быть рассмотрена на научно-техническом совете организации и утверждена ее руководителем, а программа для ЭВМ должна быть разрешена для использования при проектировании распоряжением руководителя организации.

Каждая проектная организация может использовать доступную ей марку ЭВМ и соответствующий набор алгоритмов и программ. При прочих равных условиях

следует отдавать предпочтение тем программам, которые в большей мере автоматизируют процесс проектирования и построены на более точных или общих предпосылках. В проектной документации (пояснительной записке) необходимо указывать, какие именно программы и какая марка ЭВМ были использованы при разработке проекта.

В первую очередь целесообразно автоматизировать наиболее трудоемкие процедуры проектирования, не связанные с оценкой проектного решения, а именно: расчет основных несущих конструкций по заданной расчетной схеме, формирование и выдача текстовой части проекта КМ (техническая спецификация стали, смета) по техническим спецификациям к отдельным листам чертежей.

При использовании результатов машинного расчета и машинной проектировки должны быть обеспечены тщательный пооперационный контроль и оценка всех результатов инженерами-проектировщиками. Способы организации контроля и методы оценки устанавливаются в каждой проектной организации в зависимости от используемой вычислительной техники, характера решаемых задач и квалификации персонала. Вычислительные центры должны гарантировать отсутствие технических ошибок в результатах (вследствие перфорации, сбоев ЭВМ и т. д.) путем дублирования перфорационной и вычислительной работ или другими средствами.

ГЛАВА 34. АННОТИРОВАННЫЙ ПЕРЕЧЕНЬ ПРОГРАММ

Приводимый перечень программ рекомендуется для использования при автоматизации проектирования металлических конструкций. В него вошли программы для ЭВМ «Проминь», «Наири», «Минск-2» (22), М-20 (БЭСМ-4, М-220, М-222). Большинство из разработанных программ применяется при расчете конструкций. Остальные программы служат для собственно проектирования или конструирования.

Программы, помеченные звездочкой, составлены с использованием отмененных глав СНиП II-В.3-62 и II-В.3-62* и др. При их использовании конечные результаты должны быть дополнительно проверены по тем главам СНиП, которые претерпели изменения.

Все программы, приведенные в перечне, условно разделяются на три класса: 1-й класс — программы, изданные или распространяемые «Отраслевым фондом алгоритмов и программ» (ОФАП); 2-й класс — программы, не вошедшие в ОФАП, и распространяемые организациями-разработчиками; 3-й класс — программы и динамически расширяемые системы программ, находящиеся в эксплуатации у организаций-разработчиков. В скобках указаны: класс программы, организация-разработчик и номер выпуска программы в отраслевом фонде, марка ЭВМ.

34.1. СБОР НАГРУЗОК

*Сбор ветровых нагрузок в узлы стержневых конструкций** (2, УкрПСК, В-170, «Проминь»)

Программа предназначена для вычисления статической части ветровой нагрузки, собранной в узлы конструкции, расположенной в плоскости, перпендикулярной ветровому потоку в соответствии со СНиП II-А-62. Программой также может быть учтено воздействие ветра на элементы, покрытые гололедом, в соответствии с СН 318-65.

*Определение динамических нагрузок от пульсаций ветрового потока на высотные сооружения** (2, УкрПСК, В-214, «Проминь»)

Программа позволяет определять динамическую ветровую нагрузку на высотные сооружения в соответствии со СНиП II-А-62 и может служить для нахождения частот и форм собственных колебаний произвольной упругой системы с числом степеней свободы до 10.

*Определение сейсмических инерционных сил** (2, УкрПСК В-232, «Проминь»)

Программа позволяет вычислять максимальные значения сейсмической нагрузки не более чем в 37 точках сооружения для каждой учитываемой формы колебаний. Исходными данными служат динамические характеристики, сосредоточенные массы, коэффициенты сейсмичности и поправочный коэффициент по СНиП II-А.12-62.

*Вычисление инерционных сил от пульсации скоростного напора ветра** (2, УкрПСК, В-238, «Проминь»)

Программа позволяет вычислять динамические добавки к статической части ветровой нагрузки не более чем в 18 точках сооружения для каждой учитываемой формы колебаний. Исходными данными служат динамические характеристики, сосредоточенные массы, статическая часть ветровой нагрузки, точки приложения нагрузки и отметки этих точек над уровнем земли.

Сбор нагрузок в узлы стропильной фермы (1, ОФАП, VI-2, «Минск-22»)

В данном комплексе программ производится сбор в узлы стропильной фермы нерегулярной сосредоточенной нагрузки, регулярной сосредоточенной нагрузки, погонной нагрузки, кусочной равномерно распределенной нагрузки.

34.2. ВЫЧИСЛЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК СЕЧЕНИЙ

Вычисление геометрических характеристик сечений, составленных из прямоугольников (2, УкрПСК, В-163, «Проминь»)

Программа используется для вычисления геометрических характеристик сечений, составленных из произвольного числа прямоугольных элементов, ориентированных по координатным осям.

Вычисление геометрических характеристик сечений тонкостенных стержней открытого профиля (2, УкрПСК, В-164, «Проминь»)

Программа используется для вычисления положения центра тяжести и центра изгиба, площади, главных центральных моментов инерции, а также секториальных характеристик сечений тонкостенных стержней открытого профиля.

Вычисление геометрических характеристик сечений открытого профиля (1, ОФАП, 1-Н30, «Нанри»)

Программа служит для вычисления геометрических характеристик сечения, составленного из прямоугольных элементов при числе элементов до 63.

34.3. СТАТИЧЕСКИЕ И ДИНАМИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ КОНСТРУКЦИЙ В УПРУГОЙ СТАДИИ

Статический расчет трапецеидальных ферм (2, ДФ ЦНИИПСК, ТО-25, «Проминь»)

Программа предназначена для статического расчета статически определимых однопролетных трапецеидальных ферм, загруженных опорными моментами и вертикальными силами, приложенными в узлах. Программа пригодна для расчета ферм с раскосной и смешанного типа решетками.

Статический расчет наклонных ферм с параллельными поясами (2, ДФ ЦНИИПСК, ТО-26, «Проминь»)

Программа предназначена для статического расчета наклонных упругих ферм с параллельными поясами, нагруженных вертикальными силами в узлах. Стойки ферм перпендикулярны к ее поясам.

Расчет одноэтажной рамы с шарнирным прикреплением ригелей к стойкам (2, ДФ ЦНИИПСК, А-15, «Проминь»)

Программа предназначена для статического расчета плоской одноэтажной рамы со ступенчатыми упругими стойками, жестко защемленными в основании, и с горизонтальными несжимаемыми, расположенными на одном уровне ригелями, которые шарнирно примыкают к вершинам стоек Число стоек от 2 до 9, число участков (постоянной жесткости) соответственно от 8 до 15 Число загружений не ограничено

Расчет стержневых систем со степенью статической неопределимости до 15—20 (2, УкрПСК, В-213, «Проминь»)

Программа предназначена для расчетов по методу сил упругих стержневых систем со степенью статической неопределимости до 15—20. Реализуется метод последовательного группового исключения неизвестных.

Построение огибающей эпюр моментов и огибающей эпюр поперечных сил для разрезной балки от n движущихся грузов ($n \leqslant 24$) (2, ДФ ЦНИИПСК, R-03, Проминь»).

Программа предназначена для вычисления ординат огибающей эпюр моментов и огибающей эпюр поперечных сил при обкатке определенной разрезной балки n движущимися сосредоточенными грузами. Грузы могут быть разделены на две независимые системы.

Построение линий влияния моментов и поперечных сил для неразрезной трехпролетной балки (2, ДФ ЦНИИПСК, *R*-05, «Проминь»)

Программа предназначена для вычисления ординат линий влияния изгибающих моментов и перерезывающих сил неразрезной трехпролетной балки. Концы балки оперты шарнирно, жесткость каждого из пролетов постоянна по его длине.

Построение линий влияния моментов и поперечных сил для неразрезной семипролетной балки (2, ДФ ЦНИИПСК, R-06, «Проминь»)

Построение линий влияния моментов, продольных и поперечных сил для шпренгельной балки (2, ДФ ЦНИИПСК, R-09, «Проминь»)

Расчет однопролетных ферм (1, ОФАП, 1-Н27, «Нанри»)

Программа предназначена для расчета статически определимых однопролетных стропильных ферм с треугольной решеткой на вертикальные нагрузки и опорные моменты при числе панелей до 38.

Расчет рамных конструкций методом деформаций КАРРА-1 (1, ОФАП, 1-88, «Минск-22»).

Программа предназначена для расчета плоских рамных конструкций, подверженных статическим и динамическим воздействиям. Программа определяет невыгодные расчетные комбинации усилий и подбор арматуры железобетонных элементов рамы.

Расчет плоских и пространственных стержневых систем МАРСС-105 (1, ОФАП, 1-129, «Минск-22»)

Программа позволяет рассчитывать плоские и пространственные стержневые системы. В ее основу положена одна из модификаций смешанного метода. По программе вычисляются усилия в каждом стержне системы от статических воздействий сосредоточенных, распределенных, температурных и деформационных факторов.

Система автоматизации расчетов стержневых конструкций СМ-5 (1, ОФАП, 1-95, 1-96, 1-29, «Минск-22»)

Система автоматизации расчетов стержневых конструкций СМ-5 предназначена для автоматического расчета любых плоских стержневых систем (ферм, рам, балок, арок, комбинированных систем и т. п.) по методу сил. Она дает также возможность рассчитывать некоторые типы пространственных систем, конструкций на упругом основании с односторонними связями и пр. Система включает в себя блоки динамического расчета.

Статический и динамический расчет рам СИДР-12 (1, ОФАП, 1-138, «Минск-22»)

Программа предназначена для автоматического комплексного расчета на ЭВМ «Минск-22» конструкций многоэтажных многопролетных рам. Программой выполняется статический и динамический расчет рам, вычисление экстремальных комбина-

ций усилий и расчет арматуры в железобетонных ригелях и колоннах рам.

Программа «ЭКСПРЕСС» для расчета стержневых систем (1, ОФАП, 1-157, «Минск-22»)

К классу рассчитываемых конструкций относятся пространственные стержневые системы произвольного вида. Реализован метод перемещений. Программа производит статический расчет, выбор расчетных сочетаний усилий и подбор арматуры для железобетонных сечений. Максимальное число решаемых уравнений 3500, ширина ленты 1700.

Система «ПАРАДОКС-73» (3, ЦНИИПСК, ОММП-78, «Минск-22») (2, ЦНИИПСК, ОММП, ЕС-1020)

ПАРАДОКС-73 — это система алгоритмов и программ для ЭВМ «Минск-22». Она предназначена для статического расчета пространственных конструкций, расчетная схема которых обладает циклической симметрией и может быть представлена в виде набора стержней и конечных элементов, соединенных в узлах.

Использование специальных методов расчета позволило на ЭВМ средней мощности достичь следующих количественных показателей: а) число циклически повторяющихся секторов — до 99; б) число неизвестных метода перемещений в одном секторе — до 1500; в) число элементов в одном секторе — до нескольких тысяч.

Система снабжена средствами самообслуживания и внешнего сервиса.

Вычислительный комплекс РАСК (2, ЦНИИПСК, ОММИС-67, БЭСМ-4)

Вычислительный комплекс РАСК предназначен для расчета плоских и пространственных стержневых систем произвольного вида на статические и динамические нагрузки, определения расчетных комбинаций усилий в элементах и подбора сечений колонн и ферм. Количественные ограничения позволяют рассчитывать стержневые системы, содержащие до нескольких тысяч стержней.

Большое внимание уделено упрощению подготовки исходных данных. С этой целью разработаны стандартные бланки для записи информации, описывающей стержневую систему, и предусмотрены различные способы ее сокращения.

Результаты расчета (усилия в стержнях, перемещения узлов, расчетные комбинации, характеристики сечений) печатаются на АЦПУ в табличной форме.

Программы комплекса разработаны на АЛГОЛе применительно к входному языку транслятора ТА-2М.

Программа определения расчетных усилий в многопролетных неразрезных балках от подвижной нагрузки РУМБ (1, ОФАП, 1-144, «Минск-22»)

Программа предназначена для построения огибающих эпюр усилий в неразрезной балке переменного сечения. По программе рассчитываются на крановую нагрузку многопролетные неразрезные балки ступенчато-переменной жесткости на жестких, упругих, а также регулируемых опорах. Результаты вычислений: таблицы ординат огибающих эпюр моментов и поперечных сил в сечениях балки, реакции и перемещения опор.

Расчет башен на ветровую нагрузку с учетом колебаний в ветровом потоке БАРД-69 (1, ОФАП, 1-106, «Минск-22»)

По программе рассчитываются на ветровую нагрузку четырехгранные решетчатые башни, квадратные в плане, с небольшим наклоном поясов. Результаты вычислений: расчетные усилия в элементах башни от ветровой нагрузки с учетом динамического воздействия, периоды и формы собственных колебаний, ветровые нагрузки, приведенные в ярусы, с учетом и без учета динамики.

Программа расчета воздухонагревателей доменных печей (2, ЦНИИПСК, ОММИС-77, БЭСМ-4)

По программе производится температурный и прочностной расчеты воздухонагревателей доменных печей с многослойной футеровкой, состоящей из пакетов несущих, деформационных и свободно выгорающих слоев.

Расчет упругих систем по методу конечных элементов (МКЭ) (1, ОФАП, 1-108, «Минск-22»)

Программа предназначена для расчета плоских и пространственных стержневых систем, балок-стенок, пластин. Основой программы служит метод конечных элементов (МКЭ) в варианте метода перемещений. Максимальное число неизвестных 3000. Максимальное число элементов в конструкции зависит от вида конструкции. Для плоских конструкций типа рам и перекрытий число элементов может достигать 1000, в пространственных рамах и задачах изгиба пластин — 340 элементов.

Программа для расчета конструкций произвольного вида (2, Гипрохиммаш, «Супер», «Минск-22»)

К классу рассчитываемых объектов относятся пространственные стержневые системы, плиты, балки-стенки, оболочки, массивные трехмерные тела, а также композитные системы — плиты на упругом основании, ребристые пластины, рамно-связевые каркасы и т. п. Реализован метод конечных элементов. Число решаемых уравнений — до 4000.

С помощью программы выполняется расчет на прочность, устойчивость и динамику. Имеется возможность производить расчет на сейсмические воздействия и на ветровую нагрузку с учетом пульсации. Для стержневых систем производится выбор расчетных сочетаний усилий, определение напряжений в сечении, а для железобетонных конструкций — подбор арматуры для всех случаев напряженного состояния сечения.

Комплекс программ для решения осесимметричных задач теории упругости (2, ЦНИИПСК, КАРСТ, «Минск-22»)

Комплекс КАРСТ предназначен для исследования напряженно-деформированного состояния тел вращения, находящихся под воздействием осесимметричных силовых и температурных полей. В основу решения задачи положен метод конечного элемента.

В качестве конечных элементов выбраны тела, получающиеся при вращении треугольника, лежащего в меридиональной плоскости, относительно оси симметрии. Максимальное число конечных элементов 1900.

Комплекс программ для решения трехмерных задач теории упругости для тела вращения (2, ЦНИИПСК, РОК, БЭСМ-4)

Программа позволяет получить численное решение трехмерной задачи линейной теории упругости для тел вращения произвольной меридиональной формы при произвольных воздействиях внешних сил, смещений и температур. Возможно решение задач для тел с неоднородными упругими характеристиками меридионального сечения. Решение системы линейных уравнений МКЭ производится методом Гаусса. Максимальные параметры решаемой задачи определяются возможностью размещения матрицы и правых частей N-й задачи на одном магнитофоне. Для ЭВМ БЭСМ-4 практически это соответствует объему матрицы $\sim 0{,}6 \cdot 10^6$ чисел.

Время счета зависит от порядка системы линейных уравнений и ширины ленты матрицы и составляет для N-й задачи до 2 ч.

Алгоритмический язык АЛГОЛ (транслятор ТА-2М).

Программа для расчета объектов механики с использованием суперэлементов (2, Гипрохиммаш, «Мираж», «Минск-22»)

К классу рассчитываемых конструкций относятся стержневые системы, плиты, балки-стенки, массивные тела, а также системы, состоящие из элементов различной мерности, — рамно-связевые системы, плиты, подпертые ребрами, и т. д. Реализован метод конечных элементов в перемещениях.

Программа накладывает сравнительно слабые ограничения на число решаемых уравнений (3500) и ширину ленты (1700). Использование автоматически проводимого программой рекурсивного расчета, когда рассчитываемая система расчленяется на подсистемы, во многих случаях позволяет снять эти ограничения.

34.4. СОСТАВЛЕНИЕ КОМБИНАЦИЙ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ

Вычисление комбинаций расчетных усилий при сложной логической взаимосвязи между нагрузками (2, УкрПСК, В-236, «Проминь»)

Программа предназначена для нахождения экстремальных комбинаций усилий в элементах сооружения при нескольких загружениях и сложной логической взаимосвязи между ними. «Соответствующие» комбинации соответствующих усилий не вычисляются. Логическая взаимосвязь между нагрузками задается построением специального ориентированного графа, дугам которого сопоставляются нагрузки. Исходными данными служат: информация о графе; коэффициенты, с которыми усилия входят в комбинацию; усилия в элементах во всех загружениях.

Определение расчетных комбинаций нагрузок (2, КиевЗНИИЭП, Н-6, «Наири»)

Программа вычисляет расчетные сочетания усилий, возникающих в одном сечении от различных воздействий с заданной логической взаимосвязью. Расчетные усилия выбираются по признаку наибольших усилий в правой и левой зонах сечения. Имеется возможность ввести коэффициент к усилиям от любого загружения.

Программа определения расчетных комбинаций усилий в элементах стальных пространственных рам для ЭВМ «Наири» (1, ОФАП, 1-Н26, «Наири»)

Программа комбинаций усилий вычисляет расчетные усилия в элементах рамы от постоянных, временных, длительных и кратковременных нагрузок, в том числе крановых.

Определение усилий в элементах стержневых систем от различных комбинаций нагрузок (1, ОФАП, 1-55, «Минск-22»)

Программа предназначена для вычисления усилий в элементах стержневых систем по заданным (хранящимся на МЛ) усилиям от единичных нагрузок и для определения максимальных и минимальных усилий. Исходные данные получаются в результате счета по программе СМ-4МИ.

Программа построения расчетных комбинаций усилий в заданном сечении конструкций (1, ОФАП, VI-7, «Минск-22»)

Программа предназначена для построения расчетных комбинаций усилий, действующих в заданном сечении проектируемой конструкции.

В программе реализован алгоритм построения всех возможных комбинаций усилий в отличие от алгоритмов определения ограниченного числа экспериментальных комбинаций усилий.

34.5. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ В УПРУГОПЛАСТИЧЕСКОЙ СТАДИИ

Упругопластический изгиб длинных прямоугольных пластинок с закрепленными кромками (2, ЛО ЦНИИПСК, «Проминь»)

Программа предназначена для определения несущей способности длинной прямоугольной пластинки с защемленными продольными кромками, испытывающей цилиндрический изгиб под воздействием симметрично расположенных сосредоточенных сил.

Решение двумерных (плоских и осесимметричных) задач деформационной теории пластичности (2, ЦНИИПСК, ДП-1, БЭСМ-4)

В основе алгоритма программы лежит минимизация полной энергии системы, определенной по уравнениям деформационной теории пластичности. Конечномерная аппроксимация функционала осуществляется методом конечных элементов с линейным восполнением искомых перемещений на треугольном разбиении области. Выбор перемещений, минимизирующих полную энергию, производится методом локальных вариаций.

Связь δ_i—ε_i может задаваться инди-

видуально для каждого из материалов, из которых состонт тело. Максимальное число таких материалов в одной задаче 8. Максимальное число элементов 1280.

Время счета зависит от числа элементов и вида начального приближения (которое может задаваться в исходных данных) и составляет от 1—1,5 до 3—4 ч.

Алгоритмический язык АЛГОЛ (транслятор ТА-2М).

34.6. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ С ГИБКИМИ И ВЫКЛЮЧАЮЩИМИСЯ СВЯЗЯМИ. РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМИРОВАННОЙ СХЕМЕ

Расчет системы трех и четырех оттяжек с учетом ветровой нагрузки на оттяжки (1, ОФАП, 1-30, «Проминь»)

Программа предназначена для вычисления перемещения верхнего узла стержня от ряда заданных последовательных значений горизонтальной силы, приложенной в этом узле. Определяются также параметр податливости узла и напряжения в оттяжках.

Расчет плоских нитяных сетей по методу сил (2, УкрПСК, В-155, «Проминь»)

Программа предназначена для определения поперечных усилий в элементах плоской нитяной сети с заданными натяжениями нитей по методу сил. Может также служить для расчета по методу сил произвольных статически неопределимых стержневых систем.

Расчет плоской нитяной сети по методу перемещений (2, УкрПСК, В-156, «Проминь»)

Программа предназначена для расчета плоских нитяных сетей с постоянными натяжениями нитей на произвольную поперечную нагрузку. В качестве исходных данных задаются структурные характеристики сети и приведенные узловые нагрузки. Результат расчета — поперечные перемещения узлов при различных вариантах загружения.

Определение перемещений из плоскости нитяной сети (2, УкрПСК, В-157, «Проминь»)

Определяются поперечные перемещения точек плоской нитяной сети с известными натяжениями нитей от поперечной нагрузки. По этой же программе можно вычислять перемещения для произвольных стержневых систем.

Вычисление перемещений в плоскости сети (2, УкрПСК, В-158, «Проминь»)

Вычисляются перемещения точек нитяной сети в ее плоскости, исходя из заданного распределения усилий. Начало отсчета перемещений — недеформированное состояние сети.

Расчет сетей, один раз статически неопределимых относительно натяжений (2, УкрПСК, В-159, «Проминь»)

Решается нелинейная задача и вычисляются натяжения нитей плоских сетей для случая, когда все натяжения пропорциональны одному параметру.

Расчет вантовых ферм (2, КиевЗНИИЭП, Н-61, «Наири»)

Программа дает возможность рассчитывать плоские вантовые предварительно-напряженные фермы, состоящие из гибких поясов произвольного очертания, связь между которыми осуществляется сжатыми распорками или растянутыми подвесками. Внешняя нагрузка — произвольная вертикальная в виде сосредоточенных сил, приложенных к узлам фермы. Программа учитывает, что опорные точки закрепления поясов имеют возможность смещаться в горизонтальном направлении.

Расчет вантовых систем с подбором оптимальных сечений вант (2, КиевЗНИИЭП, «Прованс», БЭСМ-3М).

Программа позволяет выполнять статические расчеты предварительно-напряженных вантовых систем (однослойных или двухслойных) с учетом деформации опорного контура. Структура вантовой системы и очертание опорного контура могут быть произвольными.

Кроме расчета различных вантовых систем по программе на основе дискретных расчетных схем могут быть рассчитаны пологие, гладкие и ребристые оболочки, балки-стенки, плоские рамные каркасы зданий и т. п.

Вычислительный комплекс для расчета мачт (2, ЦНИИПСК, МАВР, БЭСМ-4)

Система программ МАВР позволяет рассчитать мачту на статическую и динамическую составляющую внешней нагрузки, а также производить проверку устойчивости мачты на оттяжках.

Ограничения: 1) максимальное число ярусов 10; 2) суммарное число оттяжек — не более 100; 3) суммарное число точек приложения сосредоточенных силовых факторов к стволу — не более 100.

Алгоритмический язык АЛГОЛ-60 (транслятор ТА-1М).

Расчет мачтовых систем (2, УкрПСК, РМС, «Минск-22»)

Программа предназначена для расчета на ЭВМ «Минск-22» вантово-стержневых систем типа мачтовых сооружений. Могут рассчитываться многоствольные системы с общими оттяжками.

Комплекс программ для расчета систем с односторонними связями (3, ЦНИИПСК, КРОСС, «Минск-22»)

Комплекс программ предназначен для расчета систем, содержащих односторонние связи, отключающиеся при возникновении в них сжатия.

Класс решаемых задач — пространственные стержневые системы с односторонними связями растяжения, являющиеся геометрически неизменяемыми при замене всех односторонних связей двухсторонними.

Результаты расчета — усилия в стержнях, узловые перемещения и повороты узлов.

Расчет вантово-стержневых систем (3, УкрПСК, РВСС, БЭСМ-3М)

По программе рассчитываются вантово-стержневые, а также линейно-деформируемые статически неопределимые системы со степенью неопределимости до 99. Исходны-

ми данными служат усилия в основной системе от единичных значений неизвестных метода сил и загружений, усилия в действительной системе в исходном состоянии, длины и жесткости элементов. Учитываются температурные воздействия и осадки опор.

Расчет стальных рам по деформированной схеме (1, ОФАП, вып. 1—77, «Минск-22»)

Программа предназначена для расчета плоских упругих рам с учетом влияния продольных сжимающих и растягивающих сил в стержнях.

Возможен расчет по следующим вариантам: 1) расчет рамы без учета влияния продольных сил; 2) расчет рамы на устойчивость в смысле Эйлера; 3) расчет рамы по деформированной схеме.

34.7. УСТОЙЧИВОСТЬ РАВНОВЕСИЯ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ СВОБОДНЫХ ДЛИН ЭЛЕМЕНТОВ

Определение свободной длины сжатой двухъярусной стойки, упругозащемленной обоими концами, при линейной подвижности верхнего конца (1, ОФАП, вып. 1—19, «Проминь»)

Определение свободной длины элементов сжатого ступенчатого стержня при числе ступеней до 17 (2, ДФ ЦНИИПСК, Е-09И, «Проминь»)

Программа предназначена для определения коэффициентов свободной длины для каждой из ступеней стержня. Рассматриваются пять схем опорных закреплений (нижний конец неподвижно закреплен, верхний — свободен, зашемлен, но имеет возможность свободно перемещаться горизонтально, шарнирно-опертый, неподвижно защемлен, оба опорные закрепления шарнирио-опертые). Исходные данные: длины, жесткости и продольные силы ступеней, характер защемления.

Определение свободной длины пересекающихся стержней постоянной жесткости (2, ДФ ЦНИИПСК, Е-14, «Проминь»)

Программа предназначена для определения свободной длины двух пересекающихся упругих стержней при потере устойчивости. Концы стержней шарнирно-опертые. Жесткости и продольные силы постоянны по длине стержней. Стержни соединены между собой при посредстве пространственного шарнира, допускающего передачу усилий, направленных перпендикулярно плоскости системы. Предполагается, что потеря устойчивости происходит в результате пропорционального возрастания продольных сил.

Определение свободной длины элементов однопролетной рамы с упругозащемленными в основании стойками (2, ДФ ЦНИИПСК, Е-20, «Проминь»)

Программа предназначена для определения коэффициентов свободной длины сжатых стоек рамы, упругозащемленных в основании. Предполагается, что ригель рамы не испытывает продольных усилий. Исходные данные: длины стоек, жесткости и сжимающие силы, параметры упругого защемления, длина и жесткость ригеля.

Приближенное исследование устойчивости рамы со ступенчатыми стойками, защемленными в основании (2, ДФ ЦНИИПСК, Е-21, «Проминь»)

Программа предназначена для приближенного исследования упругой устойчивости многопролетной рамы со ступенчатыми стойками. Основания всех стоек защемлены, а верхние концы соединены несжимаемыми ригелями, расположенными на одном уровне. Горизонтальному перемещению ригелей препятствует упругая опора, имеющая конечную жесткость. Программа вычисляет коэффициенты свободной длины ступеней.

34.8. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ С ЗАДАННЫМИ СЕЧЕНИЯМИ

*Расчет изгибаемых элементов** (2, УкрПСК, В-162, «Проминь»)

Проверяется прочность и устойчивость изгибаемых элементов. Программа состоит из трех независимых частей: 1) проверка устойчивости; 2) определение расчетных значений изгибающих моментов и соответствующих им моментов сопротивления с учетом пластической работы материала; 3) проверка прочности, которыми можно пользоваться как последовательно (в порядке перечисления), так и каждой частью в отдельности в зависимости от конкретной задачи.

База стальной колонны. Построение огибающей эпюр напряжений бетона под плитой (1, ОФАП, 1-53, «Проминь»)

База стальной колонны. Определение расчетных сжимающих и растягивающих усилий в ветвях колонны (1, ОФАП, 1-53, «Проминь»)

Программа предназначена для определения наибольшего сжимающего и наибольшего растягивающего усилия в ветвях сквозной стальной колонны от расчетных сочетаний усилий, число которых не должно превышать 18.

*Проверка местной устойчивости стенок балок, укрепленных поперечными ребрами жесткости** (2, УкрПСК, В-165, «Проминь»)

Программа позволяет для балок, укрепленных поперечными ребрами жесткости, вычислить коэффициент m, сравниваемый затем с нормативным.

*Проверка местной устойчивости стенок балок, укрепленных поперечными ребрами и одним продольным ребром в сжатой зоне** (1, ОФАП, 1-37, «Проминь»)

Программа позволяет для стенок балок, укрепленных поперечными и одним продольным ребром в сжатой зоне, вычислять коэффициенты m_1 и m_2 соответственно для отсеков, расположенных у сжатого и растянутого поясов. Эти коэффициенты следует затем сравнить с коэффициентами условий работы, определяемыми по СНиП.

Проверка местной устойчивости стенок центрально- и внецентренно-сжатых эле-

*ментов** (2, УкрПСК, В 167, «Проминь»)

Программа позволяет определить наибольшую высоту устойчивой стенки колонн.

34.9. ПОДБОР СЕЧЕНИЙ И АВТОМАТИЗИРОВАННОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ

а) Подбор сечений сварных разрезных балок типа ригелей перекрытий по прочности и деформациям (2, ДФ ЦНИИПСК, ТО-20, «Проминь»)

Программа предназначена для подбора симметричного сечения сварной разрезной балки с выбором оптимальной ее высоты при равном единице коэффициенте общей устойчивости

б) Определение оптимальных размеров поясов сварной разрезной подкрановой балки (1, ОФАП, 1-54, «Проминь»)

Программа предназначена для определения оптимальных размеров поясов сварной балки при заданных размерах стенки Применяется в комплексе с программами «в» и «г»

в) Определение оптимальных размеров стенки сварной разрезной подкрановой балки (1, ОФАП, 1-54, «Проминь»)

Программа предназначена для определения оптимальных размеров стенки сварной балки при фиксированном значении параметра формы $k=h/\delta$ Применяется в комплексе с программами «б» и «г»

г) Дополнительные расчеты подобранного сечения сварной разрезной подкрановой балки (1, ОФАП, 1-54, «Проминь»)

Программа предназначена для проверки касательных напряжений, напряжений местного смятия, наибольшего относительного прогиба для определения толщины углового шва присоединения нижнего пояса и размеров опорного ребра балки Применяется в комплексе с программами «б» и «в»

д) База стальной колонны. Определение длины плиты с учетом оптимизации (1, ОФАП, 1-53, «Проминь»)

Программа предназначена для определения минимальной длины плиты базы стальной колонны с учетом смещения центра плиты по отношению к точке приложения нагрузок Вычисляется также длина базы при заданном смещении Расчетных усилий можно задать не более 18 пар (моментов и продольных сил) Выбирается такое смещение центра плиты по отношению к точке приложения нагрузок (в заданных пределах), при котором длина плиты минимальна

е) База стальной колонны. Расчет и подбор сечения анкерных болтов с учетом упругости бетона (1, ОФАП, 1-53, «Проминь»)

Программа предназначена для определения требуемой площади сечений анкерных болтов базы стальной колонны с учетом упругих свойств бетона фундамента по комбинациям усилий, полученным в результате статического расчета Число различных сочетаний усилий не может превышать девяти

ж) База стальной колонны Расчет и подбор сечения анкерных болтов без учета упругости бетона (1, ОФАП, 1-53, «Проминь»)

Программа предназначена для определения необходимой площади сечения анкерных болтов сплошного башмака по комбинациям усилий, полученным в результате статического расчета. Число пар расчетных усилий — не более 9

з) База стальной колонны. Определение толщины плиты (1, ОФАП, 1 53, «Проминь»)

Программа предназначена для определения толщины плиты базы стальной колонны

Наибольшие изгибающие моменты в участках плиты определяются по расчетным схемам пластинок, опертых по 2, 3 и 4 кромкам Толщина плиты определяется по наибольшему изгибающему моменту из всех полученных Программа может быть использована также для расчета прямоугольных плит, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой Общее число пластинок не более 11

и) Автоматизация проектирования сечений сварных двутавровых балок (1, ОФАП, 1-111, «Минск-22»)

Программа предназначена для подбора сечений оптимальных симметричных сварных двутавровых балок по заданному моменту, поперечной силе и пролету

Применяемая в программе система поиска оптимального варианта позволяет сэкономить до 15% металла по каждой балке по сравнению с ручным расчетом

Выбор оптимального решения производится с помощью программы «Решение задачи нелинейного целочисленного программирования методом малого пробного шага».

*к) Расчет и оптимальное конструирование стальных ферм универсального назначения** (1, ОФАП, вып 1-79 «Минск 22»)

Программа предназначена для статического расчета статически неопределимых ферм, получения невыгодных расчетных комбинаций усилий и подбора унифицированных сечений стержней Число узлов фермы — не более 99, число стержней — не более 195

*л) Программа расчета и проектирования стальных подкрановых балок минимальной стоимости РОМБ-1** (1, ОФАП, 1-126, «Минск 22»)

Программа предназначена для проектирования на ЭВМ разрезных и неразрезных сварных одностенчатых подкрановых балок с оптимизацией параметров конструкции по стоимости Оптимизируются высота балки, ширина и толщина поясов, толщины стенки, система ребер жесткости, схема перемен сечения

*м) Оптимизация подбора сечений стальных колонн** (2, ДФ ЦНИИПСК, 137-Э, «Минск-22»)

Программа предназначена для подбора на ЭВМ «Минск 22» рационального сечения стальной колонны Подобранное сечение удовлетворяет всем расчетным и конструктивным требованиям СНиП II-В 3-62 *, а также требованиям экономичности Сечение

предполагается сварным, составленным из стальных листов.

Программа подбирает сечения колонн со сплошной стенкой, а также сечения решетчатых колонн.

*н) Автоматизация проектирования стальных колонн и балок двутаврового сечения** (2, Гипросталь, СКБ-1, «Минск-22»)

Программа предназначена для выбора оптимальных сечений изгибаемых и сжато-изогнутых стальных двутавровых элементов по заданным комбинациям усилий с учетом габаритных ограничений. Сечения проектируются в виде симметричного двутавра (прокатного или сварного) в соответствии со СНиП II-В.3-62.

Программа предусматривает возможность проверки несущей способности заданного сечения, причем в этом случае оно может быть моносимметричным.

о) Программа подбора сечений элементов решетчатых конструкций из двух прокатных уголков (2, ЦНИИПСК, «Сечение-1»,БЭСМ-4)

Программа служит для подбора сечений стальных конструкций, состоящих из двух уголков, на заданную внешнюю нагрузку.

В программе заложен сокращенный сортамент профилей из числа освоенных промышленностью и применяемых в проектировании.

Подобранное сечение удовлетворяет всем требованиям СНиП II-В.3-72 и условию минимума площади сечения.

Алгоритмический язык АЛГОЛ (транслятор ТА-2М).

п) Программа автоматизации проектирования стальных каркасов зданий (2, Гипросталь (Харьков), «Каркас-1», «Минск-22»)

Программа предназначена для проектирования стальных рамных каркасов зданий любого назначения с элементами, составляющими ортогональную решетку. Алгоритм предусматривает получение расчетных комбинаций усилий в стержнях рамы и оптимальных размеров их поперечных сечений. При этом сечения ригелей проектируются сплошными двутавровыми, сечения колонн — сплошными двутавровыми или сквозными с ветвями швеллерного или двутаврового типа. Учтена возможность проверки несущей способности рамы или части составляющих ее стержней.

Число стержней — не более 80, число неизвестных метода перемещений — не более 63.

р) Оптимальный подбор сечений стальных колонн (2, ЦНИИПСК, ОММИС-81, БЭСМ-4)

Программы, входящие в серию, дают возможность подбирать сечения стальных колонн, удовлетворяющие заданным габаритным ограничениям и всем проверкам СНиП (общим и местным).

Возможен подбор следующих видов:

сплошностенчатые сварные сечения (двутавр и тавр, сваренный с двутавром);

сквозные сечения (двутавр — двутавр и швеллер — двутавр);

сквозные сечения, компонуемые из катаных и гнутых элементов (катаные двутавр — двутавр, катаный двутавр — катаный швеллер, катаный двутавр — гнутый швеллер).

Время подбора одного сечения 15—25 сек.

Программы написаны на АЛГОЛе применительно к транслятору ТА-2М.

с) Программа автоматизированного проектирования корпусов резервуаров (2, ЦНИИПСК, ПАРК-2, БЭСМ-4)

Программа автоматизирует расчет и проектирование корпуса сварного наземного вертикального цилиндрического резервуара с промежуточными кольцами жесткости. Резервуар может быть со стационарным покрытием или с плавающей крышей.

Для оценки прочности и устойчивости корпуса применяются различные, используемые в резервуаростроении, методики: критерием прочности узлов сопряжения поясов стенки различной толщины, стенки с днищем или стенки с кольцом жесткости является образование пластического шарнира в сечении.

В результате работы программы определяются толщины и марки стали поясов корпуса минимальной массы.

Алгоритмический язык АЛГОЛ (транслятор ТА-2М).

т) Технологическая линия проектирования мачт из типовых и унифицированных элементов (3, ЦНИИПСК, ТЛП-мачт, БЭСМ-4)

Линия автоматизирует процесс выполнения всех процедур проектирования, начиная от этапа компоновки сооружения и кончая выдачей полного комплекта проектно-сметной документации.

Используются устройства графического вывода ДРП-3М и ЕС-7051. Алгоритмический язык АЛГОЛ.

34.10. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ПРОГРАММ

Существующее программное обеспечение позволяет автоматизировать отдельные этапы проектирования металлоконструкций: сбор нагрузок, статические и динамические расчеты, подбор элементов или проверку их несущей способности и т. д. В некоторых частных случаях проектирование может автоматизироваться комплексно.

Ориентируясь на применение машин средней мощности, рекомендуется передавать ЭВМ этапы, связанные со статическими и динамическими расчетами, определением расчетных усилий, подбором или проверкой сечений, проектированием отдельных элементов. Выбор расчетных схем, установление действующих нагрузок, увязку решений, полученных на машине, конструирование узлов сопряжения элементов, окончательное оформление технической документации следует оставить за человеком. Исключением является только проектирование на специализированных технологических линиях (ТЛП), обеспечивающих комплексную разработку всей проектно-сметной документации. Для решения задачи на

ЭВМ рекомендуется выбирать программу, наиболее комплексно автоматизирующую проектирование. Программы, автоматизирующие отдельные этапы проектирования, следует использовать:

а) если отсутствуют программы комплексной автоматизации проектирования рассматриваемых конструкций;

б) когда комплексную программу нельзя применить из-за ограничений на класс решаемых задач;

в) если использование имеющихся программ комплексной автоматизации проектирования сопряжено с определенными организационными трудностями.

Для выполнения статических и динамических расчетов каркасов строительных металлоконструкций рекомендуется, как правило, использовать программы, в основу которых положены предположения об упругой работе материала.

Не рекомендуется чрезмерно усложнять расчетные схемы даже в тех случаях, если это допускают возможности используемой программы.

Выбор различных расчетных схем для расчета на вертикальные и горизонтальные, симметричные и кососимметричные нагрузки, широко применяемый при ручном счете, нецелесообразен при использовании ЭВМ.

ГЛАВА 35. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОРГАНИЗАЦИИ ПРОЦЕССА АВТОМАТИЗИРОВАННОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Материал главы основан на опыте применения ЭВМ в ЦНИИПСК для проектирования металлических конструкций.

Основой организации расчета металлоконструкций с применением ЭВМ является «Технология выполнения расчетных работ на ЭВМ». Такая технология, утвержденная руководителем проектной организации, является инвариантной по отношению к объекту проектирования (расчета) и может использоваться при выполнении на ЭВМ всех инженерных расчетов для объектов любых типов.

Технология должна давать четкий ответ на следующие вопросы:

1) распределение работ и ответственности между проектными и специализированными (ОМИР, ВЦ и т. д.) подразделениями;

2) порядок передачи, состав и качество материалов, передаваемых от подразделения к подразделению,

3) сроки выполнения работ и порядок оплаты работ. Способы введения приоритета;

4) рекомендации по выполнению операций по переработке информации в специализированном и проектных подразделениях.

Наиболее прогрессивная форма организации работ — подготовка исходных данных для расчета непосредственно в проектных отделах путем заполнения стандартных бланков и выполнение в ВЦ только чисто формальных операций обработки информации (перфорация, счет на ЭВМ), поддающихся формальному контролю. Это возможно, если для используемых программ имеются хорошо отработанные, наглядные формы входных и выходных документов, отсутствуют различные программы, имеющие одинаковое функциональное назначение, а частота использования каждой программы в проектном отделе достаточно велика. Первое требование должно быть удовлетворено на этапе разработки программ, второе обеспечивается проведением надлежащей технической политики в ВЦ, третье обычно выполняется в специализированных проектных подразделениях. При такой форме организации работ ответственность за качество результатов распределяется следующим образом: ВЦ несет ответственность за правильность программы и отсутствие ошибок, возникающих на этапах перфорации и счета (ошибки в работе персонала ВЦ и вследствие сбоев технических средств). Стоимость работ ВЦ при этом однозначно определяется стоимостью израсходованного машинного времени. Приоритет устанавливается в случае необходимости письменным указанием руководителей проектной организации.

При организации обработки информации в ВЦ необходимо внедрение методов, полностью исключающих возможность появления ошибки в результатах. Наиболее надежно эта задача решается организацией дублирования всех работ (дублирование исполнителей и технических средств), хотя затраты при этом возрастают примерно вдвое.

Комплексная автоматизация проектирования с помощью технологических линий проектирования получит заметное распространение к началу 80-х годов.

РАЗДЕЛ X
ИСПЫТАНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

ГЛАВА 36. ПОДГОТОВКА И ПРОВЕДЕНИЕ СТАТИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ

36.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Основным достоинством экспериментального метода исследования конструктивных форм сооружений является возможность получения непосредственного ответа на вопрос о соответствии свойств реальной конструкции свойствам ее теоретической модели. Недостаток метода состоит в том, что обычно исследуются только отдельные образцы, в то время как результаты исследований должны быть распространены на определенную группу конструкций, представляемую этими образцами. Тем не менее испытания конструкций представляют собой мощное средство их комплексной оценки и все шире применяются в практике металлостроительства.

В зависимости от поставленных целей испытания конструкций могут быть подразделены на две основные группы:

поверочные испытания, которые проводят для того, чтобы выяснить соответствие характеристик прочности и деформативности конструкции аналогичным характеристикам, определенным при проектировании;

экспериментальные исследования, при которых кроме решения задач поверочных испытаний изучаются те или иные особенности конструкции с тем, чтобы на основе анализа результатов испытаний дать предложения по совершенствованию конструктивной формы.

Виды испытаний весьма разнообразны; выбор их зависит от задач и возможностей выполнения эксперимента. Испытания могут проводиться в лабораторных или в полевых условиях; на опытных конструкциях, изготовленных в натуральную величину, или на их моделях; на образцах, представляющих собой как целые сооружения или каркасы зданий, так и самостоятельные конструктивные блоки и элементы, их части, фрагменты, узлы и т. п. Испытания также можно проводить до исчерпания несущей способности конструкции (предельные испытания) и с ограничением испытательных нагрузок, со значительным и минимально необходимым объемом измерений и др.

Поведение конструкций при статической нагрузке характеризуется областями упругой, упругопластической и пластической работы (рис. 36.1). Это нужно иметь в виду, чтобы грамотно провести испытания на заключительной стадии работы конструкции, характеризующейся значительным ростом деформаций при малых приращениях нагрузки. Общая картина поведения конструкции при постепенно возрастающих нагрузках служит характеристикой, позволяющей сделать ряд важных выводов и в том числе о соответствии исследуемой конструкции своей расчетной модели.

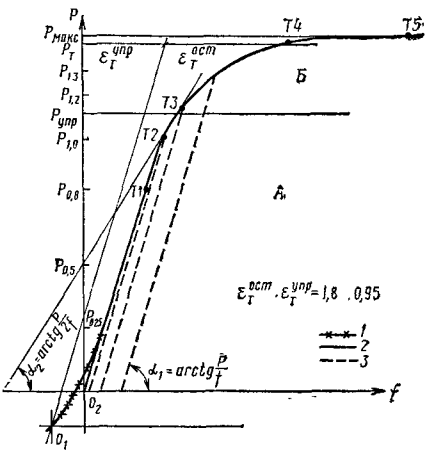


Рис. 36.1. График поведения конструкции при загружении статической нагрузкой

1 — вес конструкции, вес испытательных приспособлений, предварительное нагружение и т. п.; *2* — нагружение; *3* — разгрузка; O_1 — положение конструкции без нагрузок; O_2 — начало отсчета при проведении измерений; *T1* — нормативная нагрузка; *T2* — расчетная проектная нагрузка; *T3* — расчетная нагрузка для данной конструкции; *T4* — нагрузка, соответствующая последнему снятию отсчетов; *T5* — максимальная испытательная нагрузка; *А* — область упругой работы конструкции; *Б* — область упругопластической и пластической работы конструкции

Возможны и внезапные формы разрушения конструкций без развития существенных общих пластических деформаций. Такие разрушения могут возникнуть, например, из-за появления хрупкой трещины.

Конструкции, которые могут разрушиться без развития существенных пластических деформаций, не должны быть допущены к эксплуатации в условиях действия статических нагрузок, их испытания в данном разделе не рассматриваются.

До начала испытания конструкции необходимо: изучить имеющиеся аналоги; отработать технические решения исследуемых конструкций; проанализировать теоретические расчеты; определить технико-экономи-

Таблица 36 1. **Примеры конструктивных решений и задачи испытаний опытных образцов**

Наименование конструкций и схемы их загружения	Основные расчетные положения	Участки конструкции, рассчитанные приближенно и предположительно лимитирующие ее несущую способность	Задачи испытаний
Ферма из круглых (прямоугольных) труб по типовому проекту	Продольные силы и прогибы рассчитываются по шарнирно-стержневой схеме, моменты — по схеме с жесткими узлами, узловые соединения — по эмпирическим формулам; сжатые пояса и опорные раскосы рассматриваются как шарнирно-сочлененные в узлах, решетка — как частично защемленная в узлах, допускаются некоторые узловые эксцентрицитеты	Узловые соединения при тонкостенных и неподкрепленных поясах и значительных усилиях в решетке (зона *а*); наиболее нагруженные сжатые стержни верхнего пояса (зона *б*) и опорные раскосы (зона *в*); монтажный стык растянутого пояса (зона *г*)	Определить прочность узлов и соединений, устойчивость сжатых стержней, деформативность фермы, поведение в упругопластической стадии
Секция структурного покрытия типа «Берлин» (отечественного производства)	Секция рассчитывается как стержневая система с жесткими узлами и геометрическими эксцентрицитетами; элементы узловых соединений (клиновидные наконечники стержней, крышки и соединительные шпильки) не рассчитываются	Наиболее напряженные сжатые стержни верхнего пояса (*а*) и решетки (*б*), холодносплющенные концы, сварные швы, наконечники и крышки наиболее напряженных растянутых стержней нижнего пояса (*в*), шпильки и концевые фасонки узлов опорных раскосов (*г*)	Определить устойчивость сжатых стержней, прочность и характер разрушения наиболее нагруженных узлов соединений, деформативность секции
Тонкостенный сварной балочный прогон $L=12$ м под кровлю из профилированного настила, $h=600$ мм, $\lambda=h/\delta_{ст}=200$ (300)	Прогон рассчитывается в зоне изгиба без учета потерявшей местную устойчивость сжатой части стенки, в зоне сдвига по эмпирическим формулам зависимости условных касательных напряжений от гибкости стенки; опорные узлы конструируются по результатам испытаний; прогибы рассчитываются по формулам для балок с учетом уменьшения модуля сдвига	Зоны преимущественного действия изгиба (*а*) и сдвига (*б*), опорные узлы (*в*)	Определить прочность и характер разрушения участков по длине прогона, деформативность опорных участков и прогона в целом, крутильную жесткость сжатого пояса

ческую эффективность новой конструкции. После этого определяются задачи испытаний для каждого конкретного случая (табл. 36.1). Ориентировочный перечень задач статических испытаний:

выявить степень соответствия действительной работы конструкции схеме, принятой в теоретическом расчете, и разработать уточненные расчетные схемы;

изучить влияние отклонений от проекта, неизбежных при изготовлении реальных конструкций, в том числе по геометрическим размерам элементов и качеству примененных материалов;

изучить действительную работу нерасчетных участков и элементов, таких, как узлы и соединения, зоны концентрации напряжений и т. п;

выявить фактическое поведение и запасы несущей способности и деформативность конструкций в предельной стадии;

перенести результаты испытаний данных конкретных образцов на изучаемую область конструкций;

предложить рациональные изменения и пути усовершенствования исследуемых конструкций и т. п.

Таблица 36.2 **Примеры выбора типа и числа опытных образцов конструкций для испытаний**

Тип и назначение конструкций, намечаемых к испытанию	Минимальное число образцов для испытаний
Ферма из круглых или прямоугольных труб	По два узла каждого типоразмера; один фрагмент концевой части фермы; одна натурная ферма
Подкраново-подстропильная ферма конверторных цехов	Две модели фермы среднего ряда и одна модель для крайнего ряда (масштаб модели 1 : 2—1 : 4)
Секция структурного покрытия типа «Берлин»	По 5—8 узлов каждого типоразмера; по 2—3 стержня каждого типоразмера; два фрагмента; две натурные секции 12×24 и две секции 12×18
Щит (ячейка) зеркала радиотелескопа размером 9,6×9,6 м, поверхность плоского смещения (испытания проводятся в упругой стадии)	Один опытный натурный образец
Тонкостенный сварной балочный прогон $L=12$ м	Два фрагмента опорных частей; два натурных прогона

36.2. ПОДГОТОВКА КОНСТРУКЦИЙ К ИСПЫТАНИЯМ

При подготовке конструкций к испытаниям определяют тип и число образцов, рассматривают вопросы их проектирования и изготовления.

При выборе типа образцов для испытаний (сооружение в целом или его часть, фрагменты конструкции или отдельные ее узлы) руководствуются следующими соображениями:

необходимо стремиться к наиболее полному физическому и геометрическому подобию опытных образцов натурной конструкции;

расчетные схемы образцов должны быть идентичны расчетной схеме исследуемой конструкции; изменение граничных условий при испытаниях отдельных «вырезанных» из конструкций узлов и фрагментов не должно влиять на принятые методы расчета;

опытная конструкция должна удовлетворять принятой методике испытаний.

Требуемое число образцов для проведения испытаний в общем случае можно определить методами математической статистики в зависимости от заданной степени точности результатов. Обычно ориентируются на реальные условия проведения эксперимента, учет которых вносит определенные коррективы в намечаемый объем испытаний Еще до проведения испытаний экспериментатор должен оценить представительность будущих результатов для анализа работы конструкций и обоснования тех или иных заключений (табл. 36.2). Существенную помощь при этом может оказать такая априорная информация об исследуемом объекте, как обеспеченность расчетами, данные о качестве изготовления и монтажа, результаты испытаний и эксплуатации аналогичных конструкций и т. п.

Число образцов для испытаний в ряде случаев может корректироваться во время эксперимента в зависимости от получаемых результатов. Так, например, если при испытаниях подтверждены проектные характеристики опытной конструкции или они превзойдены, то испытания могут быть прекращены досрочно, и наоборот, при несовпадении действительной работы конструкции с ее теоретической моделью могут потребоваться испытания большего числа образцов по сравнению с первоначально заданным. Иногда удается использовать испытанные образцы повторно после их ремонта, который наиболее целесообразно проводить в тех случаях, когда образцы претерпели пластические деформации и разрушение в малых объемах.

После выбора типа и числа образцов выполняется их рабочий проект; при этом особое внимание должно быть уделено разработке соответствующих граничных условий опирания опытных конструкций и их нагружения при испытаниях. Граничные закрепления могут быть классифицированы следующим образом: расчетные закрепления, закрепления в реальной конструкции, закрепления в условиях испытания.

Испытательные граничные закрепления обычно отличаются от проектных тем, что элементы, примыкающие к образцам конструкции, «отбрасываются» и их воздействие заменяется более или менее полной имитацией. Определить степень имитации и характер закрепления — обязанность исследователя; отличие действительной работы выполненных при испытаниях граничных закреплений от принятых в расчетных схемах может быть установлено в процессе

испытаний по данным измерений и введено в теоретические расчеты. В ряде случаев (например, при испытаниях узлов и фрагментов, «вырезанных» из целой конструкции), когда полная имитация невозможна, граничные условия следует назначать наиболее четкими (например, шарнирное закрепление) и соответствующим образом учитывать в расчетах.

Теоретические расчеты конструкций, подвергаемых испытаниям, имеют большое значение: во-первых, они служат критерием для оценки работы конструкции под нагрузкой, проверяемым и корректируемым по результатам испытаний; во-вторых, — материалом, с помощью которого результаты испытаний данных образцов могут быть распространены на представляемую ими область конструкций.

Расчеты, выполненные при проектировании исследуемых конструкций, следует проанализировать по следующим основным пунктам: какова степень детализации расчета; что является критерием предельного состояния конструкции и учтены ли в расчете резервы повышения ее несущей способности, такие, как развитие пластических деформаций, упрочнение материала за пределом текучести, закритическая (по местной устойчивости) работа элементов конструкции; действительна ли принятая расчетная схема вплоть до предельного состояния конструкции и т. п.

При изготовлении опытных образцов должно быть обеспечено высокое качество, а допустимые отклонения зафиксированы и внесены в исполнительную документацию с последующим учетом, в случае необходимости, в расчетах. Образцы серийной продукции должны представлять партию, из которой они отобраны.

До начала испытаний следует определить механические свойства металла опытных конструкций. При определении свойств металла модули упругости и сдвига принимаются обычно по справочным данным, а прочностные характеристики — по данным испытаний стандартных образцов, которые вырезают из различных участков каждого элемента конструкции и испытывают на растяжение и сжатие[1]. Для участков конструкций, испытывающих значительные (более 0,4—0,5 R) растягивающие напряжения поперек толщины проката, необходимо определять механические свойства в этом направлении. Сертификаты заводов—изготовителей конструкций могут рассматриваться лишь как справочные материалы.

Некоторые виды обработки металла, применяемые при изготовлении конструкций, такие, как правка, вальцовка, гибка, различные виды термической обработки, могут привести к изменению его свойств по сравнению с исходными, поэтому стандартные образцы для определения механических свойств металла необходимо вырезать не из заготовок, а из готовых изделий.

[1] В виде исключения механические свойства стали могут быть определены и после испытаний, но стандартные образцы должны быть отобраны из тех участков, где напряжения заведомо не достигали предела текучести.

Если по тем или иным причинам не удается провести детального исследования механических свойств материала, последние могут быть приняты по результатам испытаний ограниченного числа стандартных образцов, вырезанных из концевых участков элементов конструкций и испытанных на растяжение. В этих случаях для зон, определяющих переход конструкции в упругопластическую стадию работы, следует учитывать возможное повышение предела текучести материала вследствие изменчивости его механических свойств. Расчетное сопротивление опытной конструкции при этом определяется как произведение среднего полученного предела текучести на повышающий коэффициент, значение которого находится в пределах значений коэффициентов безопасности по материалу, установленных СНиП II-В.3-72. Это позволяет получить определенный запас прочности для всей группы конструкций, представляемой данным опытным образцом.

36.3. ПОДГОТОВКА ИСПЫТАТЕЛЬНЫХ И ИЗМЕРИТЕЛЬНЫХ СРЕДСТВ

На этом этапе выбираются способы испытаний и измерений. Типы испытательных установок (способы испытаний) могут быть самыми разнообразными, на их выбор влияют: тип и габариты опытных конструкций и их положение при испытаниях; характер и степень имитации граничных закреплений; значения, характер и способы приложения испытательных нагрузок; возможности использования имеющихся испытательных средств; размеры ассигнований; сроки проведения испытаний и т. п.

Некоторые сведения об установках для статических испытаний приведены в табл. 36.3 и 36.4; на рис. 36.2 и 36.3 изображены установки, действующие на Раменской экспериментальной базе ЦНИИпроектстальконструкции.

При испытаниях конструкции могут быть загружены самыми различными способами — от непосредственного приложения грузов (металлические, бетонные, вода и т. п.) до применения усиливающих средств (рычажные системы, гидро- и пневмодавление и т. п.). Широкое применение для создания статических нагрузок находят гидродомкраты.

В испытательной установке должна быть предусмотрена подстраховка испытываемой конструкции; это позволяет не только обеспечить безопасность работ, но и остановить процесс разрушения конструкции в начальной стадии, чтобы определить причины ее перехода в предельное состояние.

При статических испытаниях конструкций обычно измеряются следующие параметры: усилия (мессдозами, датчиками силы, динамометрами — табл. 36.5), перемещения элементов и узлов (прогибомерами, мессурами — табл. 36.6, геодезической съемкой), деформации и напряжения (электротензорезисторами — табл. 36.7, механическими и акустическими тензометрами, деформометрами).

Рис. 36.2. Испытания фермы с поясами из широкополочных тавров пролетом 24 м на стенде

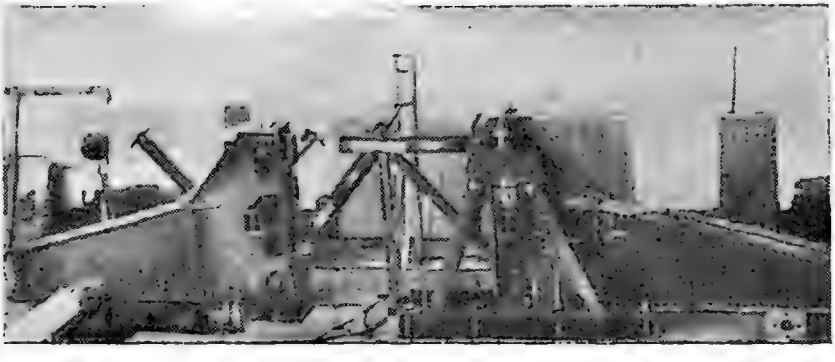


Рис. 36.3. Испытание узла трубчатой фермы

Весьма ответственный этап — составление схем расстановки приборов при проведении испытаний. Оно должно выполняться специалистами по экспериментальным исследованиям с учетом задач исследования; при этом следует руководствоваться некоторыми основными правилами, приводимыми ниже.

При расстановке приборов, регистрирующих усилия, не должны нарушаться требования к обеспечению устойчивости испытываемой конструкции.

При размещении измерительных приборов для определения внутренних усилий, напряжений и деформаций выбираются элементы и узлы, характеризующие отличительные признаки поведения конструкции под нагрузкой, с тем, чтобы получить достоверную информацию о ее действительной работе и проверить адекватность теоретической модели.

Измеряемые перемещения рекомендуется разбить на две группы: 1) характерные и наибольшие возможные перемещения узлов (прогибы, откатка опор и т. п.) и 2) перемещения участков, определяющих несущую способность конструкции (выпучивание сжатых стержней и пластин, текучесть растянутых стержней и т. п.).

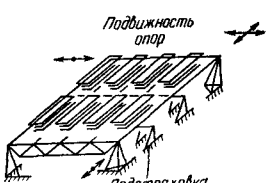
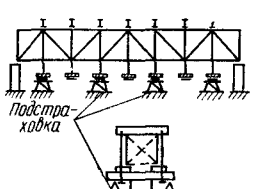
Участки измерения деформаций при определении внутренних усилий следует выбирать в сечениях основных элементов, удаленных от узлов на расстояние, равное 1—2 высотам сечения, а при обследовании зон концентрации напряжений и нерасчетных участков конструкции — в точках и сечениях, где определяемые усилия и деформации имеют максимальные значения и могут характеризовать переход конструкции в упругопластическую стадию работы. Кроме того, зоны измерений разграничиваются на участки, где для определения мембранных деформаций и напряжений необходимо устанавливать приборы с двух сторон листовых элементов и где достаточна установка приборов с одной стороны.

Для определения внутренних усилий в элементах, находящихся в линейно-напряженном состоянии, необходимо в общем случае разместить измерительные приборы в четырех точках, максимально удаленных от нейтральных осей исследуемого сечения. Такое расположение позволяет свести до минимума ошибки при определении внут-

Таблица 36.3. **Характеристика инвентарных установок для испытаний конструкций на Раменской экспериментальной базе ЦНИИПСК**

Наименование установок	Тип образцов	Геометрические характеристики образцов	Силовые воздействия		Средняя производительность установки (длительность проведения 1-го испытания)	Примечание
			основные возбудители	наибольшее усилие		
Стенд С36/50 для испытания ферм и балок	Плоские конструкции — фермы, балки, низкие рамы	Пролет от 12 до 36 м; высота до 5 м	Домкраты тяговые ДГС 63/315	До 500 кН в узел (при шаге узлов 3 м)	2—3 мес (с учетом подготовительных работ)	—
Установка для испытания узлов трубчатых ферм УТФ	Узлы решетчатых ферм (кроме Т-образных)	Длина до 3,5 м; высота до 1,75 м	Домкраты общего назначения до 2000 кН	До 6000 кН в поясе, до 4000 кН в раскосах	1—1,5 мес	Возможны испытания узлов со стержнями из различных профилей
Установка для испытаний узлов и фрагментов ферм и балок УФБ	Опорные узлы и фрагменты ферм и балок	Длина до 6 м; высота до 3 м	Домкраты общего назначения до 2000 кН	$M \leqslant 9000$ кН·м; $Q = 4000$ кН	1—1,5 мес (узлы); 2,5—3 мес (фрагменты)	Возможно испытание фрагментов рам, колонн и т. п.
Полигональный стенд для испытаний узлов ферм	К-образные узлы легких и средних ферм	Длина до 1,5 м; высота до 0,7 м	То же	До 1600 кН в поясе; до 1000 кН в раскосах	1—1,5 мес	—

Таблица 36.4. **Условия испытаний элементов металлоконструкций**

Наименование испытаний	Схема установки	Характеристика условий испытаний			
		тип нагрузок	опорные граничные условия	нагрузочные граничные условия	условия связевых закреплений
Испытания пространственных секций		Распределенные нагрузки создаются наливом воды, давлением воздуха, имитируются укладкой, подвешиванием штучных грузов или нагружением с помощью домкратов	Имитируются расчетные опорные условия	При распределенных нагрузках проектные условия выдерживаются, при сосредоточенных — настил и прогоны работают по условной схеме	Специальных связей не требуется
Испытания плоских конструкций типа ферм, балок		Узловые нагрузки создаются укладкой грузов сверху, их подвешиванием или с помощью домкратов. При наличии силового пола возможно проведение испытаний на стендах, в полевых условиях — в горизонтальном положении	Имитируются шарниры (катковые опоры); в особых случаях воссоздаются проектные условия с учетом жесткости смежных конструкций	Жесткость прогонов не лимитируется, передача усилий в узлах близка к проектной	Вертикальные связи и распорки, обеспечивающие устойчивость блока в целом

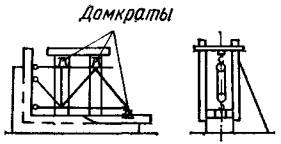
Испытания фрагментов стропильных ферм		Используется Г-образная рама, к стойке которой крепятся фрагменты ферм Нагрузки создаются домкратами	Закрепления выполняются шарнирными	Нагрузки передаются через шарниры	Установка подкосов и скользунов

Таблица 36.5. **Приборы для измерения усилий при статических испытаниях конструкций**

Наименование прибора	Марка прибора	Характер измеряемых усилий	Пределы измерения усилий, кН	Погрешность измерений, %	Габариты прибора, мм	Завод-изготовитель
			Механические динамометры			
Динамометр пружинный (общего назначения)	ДПУ-10	Растяжение	10—100	±2	675×220×130	Завод «Тензоприбор» (Краснодар)
	ДПУ-20	»	20—200	±2	710×355×160	То же
	ДПУ-50	»	50—500	±2	860×355×180	»
Динамометр сжатия (образцовый)	ДОУМ-3-5	Сжатие	5—50	±0,5	265×222×163	Опытный завод Горьковского политехнического института
	ДОСМ-3-50	»	50—500	±0,5	225×270×80	Завод «Эталон» (Рига)
			Электромеханические динамометры			
Динамометры (датчики силоизмерительные)	У-10	Сжатие или растяжение	100	±0,5	160×196×209	Завод математических машин (Томск)
	У-20	То же	200	±0,5	176×213×254	То же
	С-20	»	200	±0,5	135×160×190	»
	С-50	»	500	±0,5	140×172×198	»
Датчик силы тензорезисторный	ДСТБ-С-016	Сжатие	От 10 до 320	±0,6	⌀125×220	Завод порционных автоматов им. Ф. Э. Дзержинского (Киев)

Таблица 36.6. **Приборы для измерения перемещений при статических испытаниях конструкций**

Наименование прибора	Марка прибора	Диапазон измеряемых перемещений	Точность измерений	Характер регистрации	Завод-изготовитель
			Приборы механического действия		
Прогибомер Аистова	ПАО-5 (ПАО-6)	0,01	0,01 мм	Визуальный отсчет	—
Прогибомер Максимова	ПМ-3 (ПМ-2)	0,1	0,1 мм	То же	—
Самопишущий механический прибор	СПН-72	0—74 мм	0,2 мм	Запись на бумажную ленту	Опытный завод Института горного дела СО АН СССР (Новосибирск)
То же	СПШ-67	0—300	0,2	То же	То же
			Приборы электромеханического действия		
Реостатная измерительная стойка	СР-3 (СР-1)	0—300 мм	0,1 мм	Запись на осциллограф или самопишущий прибор	Опытный завод Института горного дела СО АН СССР (Новосибирск)
Реостатный датчик линейных перемещений	ДЛП-2 (АЦ-6)	0—497 мм	0,1 мм	То же	Опытно-экспериментальный завод Института горного дела им. А. А. Скочинского (Люберцы)
Преобразователь прогиба	ДП.00.000	0—100 мм	10, мм	»	Опытный завод НИИСКа (Киев)

Таблица 36.7. **Тензорезисторы, применяемые при испытаниях конструкций**

Марка тензорезистора	Краткое описание конструкций	Завод-изготовитель	Основные характеристики	Рекомендации по применению
ППКБТ, ППКБК	Проволочные, петлевые, константановые на бумажной основе	Завод опытных конструкций, изделий и оборудования ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко	База $l=5...50$ мм; сопротивление $R=100$, 200 мм	Без гидрозащиты применять при $t=15...55°$ С и влажности $\leqslant 50\%$
1ФКТК	Фольговые константановые, основа — клеевая пленка БФ-2, термокомпенсированные	Завод порционных автоматов им. Ф. Э. Дзержинского (Киев)	$l=5...15$ мм; $R=100$, 200, 400 мм	Применять при температуре от —50 до +50° С и влажности $\leqslant 80\%$. Используются для силоизмерительных упругих элементов
2ФКТК	То же, что 1ФКТК, на бумажной основе	То же	То же	При испытаниях конструкций без термообработки тензорезисторов при $t=\pm 50°$ С

3ФКТК	То же, на бумажной основе, клей ВК-32-2	»	»	Для испытаний при температуре 0—200° С
2ПКБ...Х, 2ПКБ...Г	Проволочные, петлевые константановые на бумажной основе	Механический завод (Топки)	l=5...30 мм; R=50...400 Ом	По характеристикам и областям применения аналогичны тензорезисторам ППКБТ, ППКБК
2ПКП	То же, на пленочной основе	То же	l=15 мм; R=100; 200 Ом	То же
2ФПКП	Фольговые, константановые на пленочной основе	»	l=1...20 мм; R=50, 100, 200 Ом	»
2ФКРВ	Двухкомпонентные фольговые розетки на пленочной основе	»	l=3, 5, 10 мм; R=50, 100 Ом	»
2ФКРГ	То же, трехкомпонентные	»	l=5, 10 мм; R=50, 100 Ом	»
НМП-430	Никель-молибденовые, проволочные, на приваиваемой фольговой основе	Завод «Тензоприбор» (Краснодар)	l=15 мм; R=100 Ом	Для испытаний при температуре 430° С

Продолжение табл. 36 7

Марка тензорезистора	Краткое описание конструкций	Завод-изготовитель	Основные характеристики	Рекомендации по применению
ФКПА-0,8; ФКПА-1,8	Фольговые, константановые пленочные, термокомпенсированные	ЦНИИТмаш (Москва)	l=1, 2 мм; R=80...90, 170 Ом	Для определения деформаций в зонах с большим градиентом напряжений
ФКРА-1×2	Двухкомпонентные фольговые розетки на пленочной основе	То же	l=1 мм; R=80...90 Ом	То же
ФКРБ-1×3	То же, трехкомпонентные	»	l=1 мм; R=80...90 Ом	»
МПТ-200-1	Однопетлевые из микропровода	Завод «Тбилприбор» (Тбилиси)	l=1 мм; R=60...110 Ом	Для измерения деформаций на малых базах
МПТ-200-2	То же	То же	l=2 мм; R=89.. 178 Ом	То же
МПТ-200-3	»	»	l=3 мм; R=150. .280 Ом	»

ренних усилий. Обязательным является использование симметрии сечений, что существенно упрощает обработку результатов эксперимента. При испытании элементов конструкций, находящихся в плосконапряженном состоянии, желательно, чтобы число измерительных приборов в исследуемом сечении было достаточным для построения эпюр внутренних напряжений.

Уровень напряжений от испытательных нагрузок в исследуемых элементах должен в 8—10 раз превышать средние квадратичные ошибки напряжений (деформаций), измеряемых приборами данного типа. В противном случае результаты эксперимента могут оказаться недостоверными, соизмеримыми с ошибками наблюдений.

При измерении деформаций тензорезисторами рекомендуется, чтобы уровень напряжений в исследуемых элементах стальных конструкций был не менее 20—30 МПа, а в элементах конструкций из алюминиевых сплавов — не менее 6—10 МПа.

В качестве измерительных приборов наиболее часто применяются тензорезисторы с базой 10—20 мм; для участков с повышенной концентрацией напряжений следует применять тензорезисторы с малой базой (до 10 мм).

При крупных испытаниях число тензорезисторов может быть значительным (до нескольких сотен) и должно быть согласовано с техническими возможностями имеющихся испытательных средств.

Следует иметь в виду, что при недостаточно продуманном размещении приборов большое количество данных измерений может оказаться неиспользованным, а значительная часть характеристик исследуемой конструкции — не раскрытой.

36.4. ПРОВЕДЕНИЕ ИСПЫТАНИЙ

При проведении испытаний основное внимание должно быть уделено выбору испытательных нагрузок, последовательности загружения, снятию отсчетов и организации визуальных наблюдений за поведением конструкции.

Испытательные нагрузки обычно планируются пропорционально возрастающим от начала их отсчета (нулевая нагрузка, собственный вес конструкции и приспособлений и т. д.) до наибольшей, определяемой расчетом (эксплуатационные нагрузки, предельные нагрузки). Испытания конструкций с доведением их до предельного состояния следует планировать, как правило, при основном сочетании нагрузок. Если необходимо исследовать работу данной конструкции при дополнительных сочетаниях нагрузок, то эта часть испытаний должна быть проведена в пределах упругой стадии работы конструкции.

Если схемы нагружения конструкции при испытаниях по каким-либо причинам отличаются от расчетных, например распределенная нагрузка заменяется системой сосредоточенных грузов, то такая замена должна быть обоснована соответствующим расчетом.

После выбора схем нагрузок рассматривается последовательность этапов их приложения (рис. 36.4). В упругой области работы конструкции этапы обычно назначаются достаточно редкими (0,2—0,4 расчетной нагрузки), а в упругопластической и пластической — более частыми (0,05—0,15 расчетной нагрузки). В качестве основных этапов загружения целесообразно назначать некоторые характерные значения нагрузок, например эксплуатационную (нормативную и расчетную), определенную по фактическому пределу текучести материала, и т. п. (см. рис. 36.1).

Если в задачи исследования входит изучение поведения конструкции при первом ее загружении, то никаких «пробных» загружений проводить без измерений не следует.

При испытаниях конструкции за пределами ее упругой работы следует учитывать собственный вес конструкции и испытательных приспособлений. Это может быть сделано на основе использования результатов расчета или путем экстраполяции напряженно-деформированного состояния конструкции, полученного при первых этапах ее загружения.

При испытаниях конструкции в пределах ее упругой работы влияние собственного веса конструкций и приспособлений можно не учитывать.

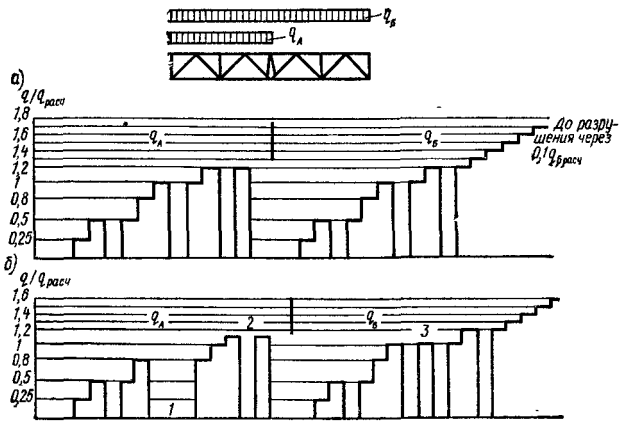


Рис. 36.4. Примерный график загружений

а — заданный график; *б* — исполненный график; *1* — технологический перерыв; *2* — достижение фактического предела упругости конструкции; *3* — неплановое повторение отсчетов, вызванное неисправностью аппаратуры

Таблица 36 8. **Аппаратура для автоматизированной регистрации и подготовки к вводу в ЭВМ результатов многоточечных тензорезисторных и других дистанционных измерений**

Наименование аппаратуры	Марка	Завод-изготовитель	Вид выдачи сигнала	Число обслуживаемых точек измерения	Рекомендации по применению
Автоматический измеритель деформаций; диапазон измерений до 1% $\Delta l/l$	АИД-1М	Завод опытных конструкций, изделий и оборудования ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко	На стрелочный циферблат	104	Измерение статических и медленно изменяющихся деформаций
То же, диапазон до 10%	АИД-2М	То же	То же	104	Измерение больших деформации
Комплект цифровой тензометрической аппаратуры	ТК-2 и АП-1 (или АП-2М)	»	На широкую печать в цифровом виде и на перфоленту	396	
Цифровой тензометрический мост	ЦТМ-3 и ПД-100М	Завод «Тензоприбор», (Краснодар)	На бумажную ленту в цифровом виде	100	—
Цифровой тензометрический мост; диапазон измерении до 2%	ЦТМ-5 и БК	То же	На цифропечать и на перфоленту	100	—
Автоматизированная информационно-измерительная система [ПД-100М — блок коммуникации, ЦТМ-3-СД-107Д, СУ-1-(СУ-2) и ПЛ-20-2]	АИИС	Опытное производство ЦНИИПроектстальконструкция	То же	1000	Регистрация информации на перфоленту с последующей обработкой на БЭСМ-4 или ЕС-1020
Автоматическая тензометрическая установка	К732/1	Завод «Электроточприбор» (Омск)	Выходной сигнал непосредственно вводится в ЭВМ	До 2540	—

Разгрузки и повторные загружения исследуемых конструкций проводятся в основном с целью повторения измерений и повышения таким образом степени их достоверности. При этом считается, что повторные состояния испытываемой конструкции полностью аналогичны первоначальным [1].

Повторные измерения необходимы для вычисления средних значений полученных результатов и характеристик их рассеивания. Рекомендуемое число загружений конструкций, отвечающее условиям набора указанной информации, должно быть не менее трех.

Измерения должны производиться при стабилизированном состоянии конструкции, поэтому между окончанием этапов загружений (включая разгрузки) и снятием отсчетов по приборам должны быть предусмотрены выдержки во времени. Наиболее общая рекомендация по прекращению выдержки — фиксация остановки деформаций или перемещений с помощью приборов. В упругой стадии работы конструкции выдержки во времени могут быть меньше, чем в упругопластической и пластической, при повторении этапов — также меньше, чем при аналогичных первых нагружениях.

При большом числе приборов снятие отсчетов должно выполняться с помощью специальной регистрирующей аппаратуры, производящей автоматизированную запись в виде цифропечати и перфолент, которые затем могут быть использованы для расчета на ЭВМ по специальным программам компонент напряженно-деформированного состояния конструкций (табл. 36.8). При небольшом числе точек измерения отсчеты могут сниматься с помощью приборов с ручной записью.

Результаты визуальных наблюдений за кинематикой перехода исследуемой конструкции в предельное состояние при быстром течении этого процесса и особенно при разрушении конструкции могут быть субъективными. Поэтому основным способом оценки характера исчерпания несущей способности должен быть осмотр конструкции после достижения ею начальной стадии предельного состояния, достаточно ясной для установления физических причин перехода в это состояние. Для обеспечения такой возможности необходимо предусматривать «подстраховку» конструкций при испытаниях.

При проведении испытаний до разрушения конструкций особенно важно соблюдение мер безопасности, которые должны назначаться для каждого испытания (серии испытаний); к наиболее общим рекомендациям можно отнести: дистанционное управление испытаниями; «подстраховку» конструкций и грузов от падения и разрушения; запрещение находиться в опасных зонах при испытании конструкции (опасные зоны определяются в каждом конкретном случае).

[1] Процессы ползучести и релаксации при обычных статических испытаниях, как правило, не рассматриваются.

Подготовка и проведение испытаний крупноразмерных конструкций требуют больших затрат времени и средств, поэтому к выбору решений и тщательности выполнения работ на всех этапах экспериментального исследования предъявляются высокие требования.

ГЛАВА 37. АНАЛИЗ И ОЦЕНКА РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ

37.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

При анализе и оценке результатов испытаний необходимо учитывать влияние ряда объективных факторов, обычно сопутствующих проведению испытаний, таких, как: отклонения геометрических и физических параметров исследуемых конструкций и условий испытаний (граничных закреплений, характера нагружений и т. п.) от предусмотренных проектом; условности принятых методик расчета; погрешности испытательных измерительных систем.

Результаты испытаний опытных конструкций целесообразно рассматривать раздельно для двух областей — упругой области работы конструкции и упругопластической области, включающей предел текучести и предельную стадию поведения конструкции.

Остаточные деформации обычно имеют место и в первой области; они возникают вследствие развития местной неупругости в узлах, соединениях, зонах концентрации напряжений и, как правило, затухают на начальных этапах загружений. В большинстве случаев упругая область соответствует стадии эксплуатации конструкции, поэтому при испытании конструкций в этой области следует проводить подробное исследование напряженно-деформированного состояния, что хорошо согласуется с возможностями тензометрии.

Предел упругости конструкции следует определять по графикам изменения интегральных характеристик поведения конструкции (например, прогибов балок и ферм в середине пролета и т п.). Поскольку графики поведения конструкции под нагрузкой в своей начальной части вследствие развития местных неупругих деформаций могут быть нелинейными, за основу характеристики работы конструкции в упругой стадии следует принимать линии разгрузки, а границу области можно принять в точке касания графика с линией, имеющей угол наклона (см. рис. 36.1): $\alpha_2 = \operatorname{arctg} P/(2f)$.

Рассмотрение характеристик поведения конструкции в области упругой работы не позволяет предсказать все особенности ее поведения в области упругопластической и пластической работы, являющейся, по существу, фактическим показателем резервов несущей способности конструкции.

Предел текучести также может быть установлен по графикам общего поведения конструкций под нагрузкой (см. рис. 36.1). Поскольку эти графики при нагрузках выше предела упругости, как правило, криволи-

нейны, предел текучести конструкции может быть определен по аналогии с определением $\sigma_т$ для сталей, не имеющих площадки текучести. Если разделить нормируемую остаточную деформацию $\varepsilon_т^{ост}=0{,}2\%$ на упругую $\varepsilon_т^{упр}=\delta_т/E$, можно получить коэффициент отношения наибольших допустимых остаточных явлений при пределе текучести конструкции к аналогичным упругим характеристикам. Так, для конструкций из сталей классов от С38/23 до С60/45 это отношение составляет от 1,8 до 0,95. Хотя методы определения предела текучести конструкции условны, рассеивание получаемых значений сравнительно невелико из-за пологости кривых в этой зоне, и исследователь всегда может установить конкретное значение искомой характеристики, необходимое для сопоставления с расчетным аналогом.

Предельное состояние конструкции зависит от характера исчерпания несущей способности ее элементов; во многих случаях максимальная испытательная нагрузка близка к нагрузке, соответствующей пределу текучести конструкции.

Таким образом, обработка и анализ результатов испытаний должны производиться для каждой области работы конструкции раздельно, а оценка — совместно с установлением необходимой взаимосвязи.

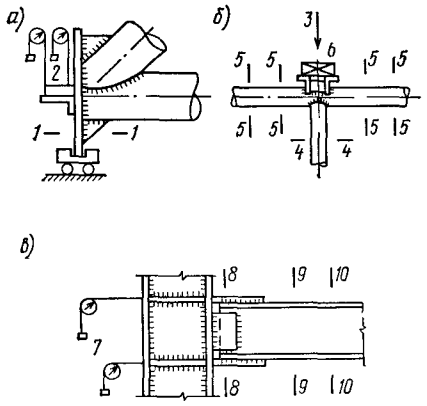


Рис. 37.1. Примеры опорных закреплений и измерения граничных усилий

а — шарнирное опирание фермы; *б* — Т-образный узел трубчатой фермы, *в* — рамный узел крепления ригеля к колонне, *1* — сечение для измерения опорной реакции; *2* — измерение угла поворота; *3* — домкрат; *4* — сечение для измерения усилий в стойке, *5* — сечение для определения моментов и поперечных сил в поясе, *6* — датчик силы; *7* — измерение угла поворота стойки (определение степени защемления); *8* — сечение для измерения «входных» усилий узла со стороны стойки; *9*, *10* — то же, со стороны ригеля

37.2. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ КОНСТРУКЦИЙ В ОБЛАСТИ УПРУГОЙ РАБОТЫ

На первой стадии обработки результатов испытаний необходимо выделить те параметры нагрузок и закреплений, которые можно рассматривать как контрольные, характеризующие испытательные воздействия на исследуемую конструкцию на каждом этапе нагружений.

Испытательные усилия, активные и реактивные, должны контролироваться с помощью силоизмерителей, в ряде случаев они могут быть продублированы с помощью тензометрических измерений внутренних усилий в стержнях, элементах, деталях конструкций, непосредственно воспринимающих силовые испытательные воздействия (рис. 37.1). При отсутствии силоизмерителей указанные внутренние усилия нередко принимаются за контрольные; такой метод не вполне корректен, так как одни и те же результаты измерений рассматриваются и как исходные, и как искомые.

Граничные закрепления, выполняемые в условиях испытаний, должны быть по возможности проверены непосредственными измерениями (например, проверка опоры, имитирующей защемление, на отсутствие поворота; проверка несмещаемости узла по направлению крепления связи и т. д.).

Данные контрольных измерений испытательных усилий и закреплений оформляются одним из наглядных способов, позволяющим установить характер их изменения в процессе роста испытательных нагрузок, их соответствие заданным величинам и необходимость корректировки расчетов опытной конструкции с учетом реальных условий испытаний.

Результаты измерений деформаций и перемещений (первичная информация) обрабатываются известными способами (при многоточечных измерениях — с помощью метода автоматизированного тензометрирования с применением ЭВМ).

Для определения внутренних усилий в элементах конструкций, перемещений узлов и других параметров, определяющих напряженно-деформированное состояние исследуемой конструкции, рекомендуется использовать статистические методы, позволяющие получить при данных условиях проведения эксперимента наилучшие оценки искомых параметров, проверить их значимость и определить характеристики рассеивания.

Поведение конструкции при последовательно возрастающих нагрузках можно оценить, используя графики зависимостей найденных параметров от нагрузки (рис. 37.2). Для последующего анализа результатов эксперимента целесообразно представить их в виде эпюр или линий влияния усилий в исследованных элементах конструкции и перемещений основных узлов как интегральных характеристик поведения конструкции под нагрузкой. При этом необходимо обосновывать правомерность соединения дискретных точек непрерывными линиями, учитывая влияние зон концентрации напряжений и местного изгиба.

Анализируя поведение конструкции, следует иметь в виду, что для многих сложных систем зависимость между нагрузками и деформациями становится нелинейной при сравнительно небольших нагрузках в упругой стадии работы. Пример проявления та-

кой нелинейности — поведение тонкостенных балок, сопровождающееся ранним упругим выпучиванием стенок; остаточных явлений при этом не наблюдается.

Причиной нелинейной зависимости между нагрузками и деформациями при начальных загружениях конструкции может

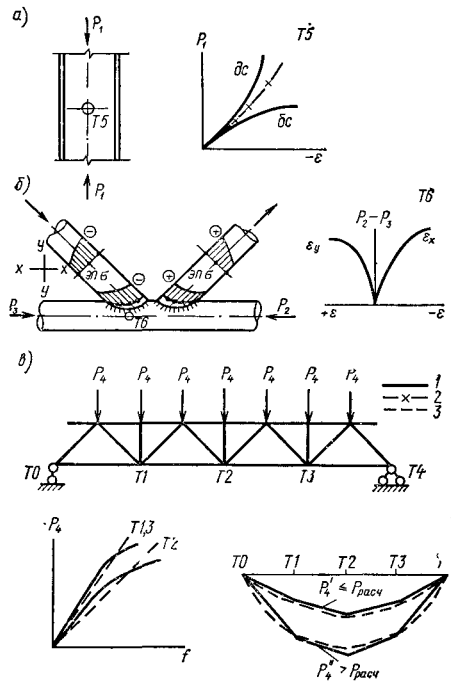


Рис. 37.2. Примеры графического изображения результатов измерений

а — развитие местных деформаций в стенке колонны; *б* — эпюры напряжений в раскосах и развитие местных деформаций в поясе узла трубчатой фермы; *в* — графики и эпюры прогибов фермы из замкнутых профилей; *1* — измеренные значения; *2* — средние значения; *3* — расчетно-теоретические значения; *Р1—Р4* — усилия; *Т0—Т4* — точки измерения; $\varepsilon_{x,y}$ — деформации материала в направлениях осей *x*, *y*; σ — эпюры напряжений; *f* — прогибы; *бс*, *дс* — ближняя и дальняя стороны стенки колонны

быть также появление местных пластических деформаций на участках концентрации напряжений и в зонах с высокими начальными внутренними напряжениями, а также необратимые сдвиги и обмятия в узлах; в этом случае при разгрузке конструкций обычно отмечаются остаточные явления.

При анализе причин нелинейных зависимостей следует стремиться к разделению явлений, связанных и не связанных с развитием пластических деформаций, поскольку их влияние на дальнейшее поведение конструкции различно, особенно при воздействиях в условиях пониженных температур, при циклических силовых воздействиях и т. п. Необходимо подчеркнуть, что это может быть сделано при условии планирования и проведения специальных измерений (тензометрирование в зонах концентрации напряжений, определение остаточных напряжений, сдвигов в соединениях, боковых прогибов тонких стенок и т. п.).

Результаты экспериментальных исследований действительной работы конструкции обычно сравниваются с результатами расчета ее теоретической модели путем сопоставления значений расчетных и экспериментальных усилий, напряжений и перемещений, представленных в виде эпюр, графиков, линий влияния, таблиц и т. п. Критерием оценки служат конструктивные поправки, представляющие собой соотношения экспериментальных и соответствующих им расчетных значений. При таком способе сравнения можно считать, что действительная работа конструкции удовлетворительно характеризуется ее расчетной моделью, если величины конструктивных поправок находятся в пределах 0,85—1,05.

Необходимо иметь в виду, что значения конструктивных поправок имеют некоторую область рассеивания, связанную со случайным характером результатов эксперимента, и использованию этих поправок должна предшествовать оценка области их допустимых значений.

Существуют и другие, более общие, но вместе с тем и более сложные методы, дающие формализованные признаки для сравнения результатов расчета и эксперимента. Среди них можно назвать метод, основанный на использовании принципов теории подобия с учетом случайных явлений, а также метод, использующий некоторые положения теории оптимального эксперимента.

37.3. АНАЛИЗ ПОВЕДЕНИЯ ИССЛЕДУЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ В УПРУГОПЛАСТИЧЕСКОЙ, ПЛАСТИЧЕСКОЙ И ПРЕДЕЛЬНОЙ СТАДИЯХ

Результаты исследований работы конструкций в этих стадиях анализируются по следующим признакам:

1) как распределяются внутренние усилия в элементах конструкций, сохраняется ли распределение, характерное для области упругой работы, соответствует ли оно принятому в расчете.

В большинстве случаев существующая практика расчета конструкций за пределом упругости имеет ряд упрощений, в частности принимается, что работа материала описывается диаграммой Прандтля, не учитываются упрочнение материала, работа конструкции по деформированной схеме и др. Поэтому построение схем действительного состояния конструкции за пределом упругости с целью уточнения или сохранения принятых методов расчета представляет собой важную задачу. При этом необходимо учитывать, что определение напряжений и внутренних усилий по измеренным упругопластическим деформациям имеет свои особенности и наиболее достоверно может производиться для участков, находящихся в линейном напряженном состоянии;

2) как оценить полученную максимальную несущую способность конструкций. При

Таблица 37.1. **Характеристика предельных нагрузок, полученных при испытаниях конструкций покрытий зданий; материал конструкций — сталь класса С38/23 (кроме п. 7)**

№ п. п.	Наименование и характеристика конструкции	Схема конструкции с указанием типа расчетной нагрузки и мест разрушения (показаны знаком ×)	Отношение максимальной нагрузки к расчетной проектной нагрузке	Характер разрушения
1	Ферма $L=24$ м из гнутосварных профилей	47,5 кН/узел	1,3	Общая потеря устойчивости верхнего пояса
2	То же	47,5 кН/узел	1,3	То же
3	»	13 кН/м	1,65	Образование шарнира пластичности в верхнем поясе
4	Ферма $L=24$ м из электросварных труб	55,2 кН/м	1,515	Общая потеря устойчивости верхнего пояса
5	То же	97,8 кН/узел	1,5	То же
6	Тонкостенная балка $L=18$ м, гибкость стенки $\lambda=1600/3-533$	65 кН/узел	1,37	Образование шарниров пластичности в поясах опорного отсека
7	Ферма на контактной точечной сварке $L=18$ м. Материал верхнего пояса — сталь С46/33, остальных элементов — С38/23		1,57	Общая потеря устойчивости верхнего пояса

достижении конструкцией предельного состояния следует установить, соответствует ли это состояние количественно и качественно ожидаемому или не соответствует. Если предельное состояние конструкции не соответствует ожидаемому и это несоответствие подтверждено результатами предшествующих стадий испытаний, метод расчета должен быть уточнен.

Причинами расхождения между действительной и расчетной несущей способностью конструкции могут быть отклонения значений механических свойств металла от обычно принимаемых расчетных характеристик, упрочнение материала при некоторых комбинациях нагрузок, частичное защемление концов сжатых стержней, принимаемое в расчетах шарнирным, пониженная местная и общая устойчивость тонкостенных и гибких сжатых элементов вследствие начальных искривлений и погибей, отсутствие учета изгибно-крутильной формы потери устойчивости открытых профилей, недостаточно обоснованное применение эмпирических формул в расчетах и др.

Распространен метод сравнения полученных при испытаниях максимальных нагрузок с расчетными проектными нагрузками. Очевидно, что максимальные нагрузки должны превышать проектные по крайней мере в минимально возможном соотношении, равном отношению фактических механических свойств материала к расчетному сопротивлению. Дальнейший рост этого превышения зависит от того, какие запасы несущей способности заложены в расчете.

Практика испытаний показывает, что отношение максимальных и расчетных нагрузок может составлять в типичных случаях от 1,1—1,2 до 1,8—2 (табл. 37.1).

Анализ прочностных характеристик предельного состояния конструкции следует дополнить рассмотрением характера ее разрушения;

3) каковы пластические свойства конструкции в целом. Расчет перемещений в об-

ласти пластической работы конструкции выполняется редко, поэтому аналоги для сопоставления с экспериментальными данными обычно отсутствуют.

Известно, что количественные характеристики пластического деформирования конструкции значительно ниже, чем удлинение металла, определяемое при испытаниях стандартных образцов на растяжение (рис. 37.3). Причины такого расхождения связаны с характером разрушения основных элементов конструкций.

Если пластическое деформирование конструкции определяется местной и общей потерей устойчивости сжатых элементов, происходит быстрое нарастание и последующее резкое падение нагрузок, соответствующее графикам поведения указанных элементов в зоне закритических нагрузок.

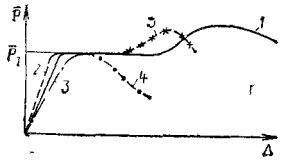


Рис. 37.3. Графики поведения при испытаниях конструкций из малоуглеродистых сталей в безразмерных координатах

1 — растяжение стандартных образцов; *2* — конструкции с большим объемом нерасчетных слабонагруженных элементов и узкими областями развития пластических деформаций; *3* — конструкции с равномерно нагруженными элементами и ранним развитием остаточных деформаций; *4* — конструкции, несущая способность которых определяется потерей устойчивости сжатых стержней; *5* — конструкции, несущая способность которых определяется растянутыми стержнями

Если пластическое деформирование вызывается работой растянутых элементов, имеющих концентраторы напряжений, или работой участков конструкции на сдвиг, то оно также сопровождается пониженной деформативностью и относительно ранним физическим разрушением материала.

Для оценки свойств пластического деформирования конструкции в целом целесообразно разделить область поведения конструкции за пределом текучести на два участка — до достижения максимальной нагрузки и после при уменьшающихся нагрузках.

Нормативные положения, определяющие минимально необходимые пластические деформации, в настоящее время отсутствуют. Наиболее общей рекомендацией может быть требование, чтобы предельные перемещения при максимальной нагрузке превысили перемещения, соответствующие пределу текучести конструкции, в отношении, не меньшем, чем указанные выше типичные запасы прочности конструкции (т. е. в 1,5—2 раза). На участках за максимальной нагрузкой графики поведения конструкции должны иметь нисходящие участки; таким образом, физическое разрушение материала с полной потерей несущей способности должно происходить после значительного деформирования конструкции. Если какой-либо из элементов конструкции (сжатый стержень, соединение, узел и т. п.) не удовлетворяет этому требованию, целесообразно расширить область упругопластической работы конструкции за счет повышения устойчивости этих элементов и пластичности узлов и соединений.

37.4. ОЦЕНКА И ОФОРМЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ

По результатам испытаний должна быть сделана оценка работы не только самого исследованного образца, но и представляемого им типа конструкций. Работоспособность конструкций, изготовленных и смонтированных в соответствии с проектом и техническими условиями, находящихся под действием нагрузок, не превышающих расчетных и представляемых при испытаниях данными опытными образцами, будет обеспечена в процессе эксплуатации, если: реальное напряженно-деформированное состояние опытных образцов согласуется с результатами расчета; при испытаниях образцов достигнуты предельные нагрузки, соответствующие расчетным, вычисленным с учетом реальных механических свойств материала, всех возможных резервов повышения несущей способности конструкции и условий испытаний; исчерпанию несущей способности конструкции, происшедшему в результате перехода в предельное состояние расчетных элементов, предшествует развитие пластических деформаций.

Если результаты испытаний расходятся с результатами расчета конструкции, должен быть произведен анализ полученных расхождений и, в случае необходимости, внесены изменения в принятую методику расчета. В общем случае изменение методики расчета может повлечь за собой пересмотр и новое исследование конструктивной формы (если этот тип конструкций не потеряет свою технико-экономическую эффективность).

Однако в большинстве случаев результаты хорошо подготовленного и правильно проведенного экспериментального исследования позволяют сделать предложения по повышению эффективности исследуемых конструкций.

Нередки случаи, когда действительная эффективность конструкции превосходит определенную проектом и результаты испытаний позволяют это наглядно выявить.

В тех случаях, когда усовершенствование конструкции сводится к увеличению или уменьшению сечения ее элементов, замене болтов, изменению сварных швов и т. п., можно ввести требуемые изменения без повторных испытаний конструкции или выполнить испытания только отдельных элементов и узлов (табл. 37.2).

Таким образом, каждое испытание конструкций может и должно проводиться как экспериментальное исследование, позволяющее не только дать ответ на вопрос об использовании данной конструкции, но и указать пути ее дальнейшего совершенствования.

Таблица 37.2. **Примеры повышения эффективности конструкций на основе использования результатов испытаний**

Исследуемая конструкция	Что установлено при испытаниях	Предложения по повышению эффективности
Решетчатый треугольный прогон $L=12$ м	Неблагоприятное влияние нелинейного роста прогибов верхнего пояса и расцентровок крепления нижнего пояса в опорных узлах, необходимость оптимизации длины панелей верхнего пояса	Расцентровка крепления нижнего пояса в опорных узлах, увеличение жесткости верхнего пояса, обратный выгиб пояса при сборке. Суммарный эффект — 12—15% повышения прочности Предложения подтверждены при дополнительных испытаниях
Рамная конструкция типа «Плауэн»	Несущая способность определяется участками стержней на границах узлов соединения ригеля со стойками	Расчет конструкции по «входным» сечениям узлов, усиление узловых зон накладками. Суммарный эффект — до 40% повышения прочности. Эффективность предложений подтверждена испытаниями
Стропильные фермы под беспрогонную кровлю с поясами из гнутосварных профилей	Коньковый узел фермы в силу симметрии не поворачивается, вследствие чего расчетная длина средних панелей может быть принята меньше геометрической	Расчет средних панелей верхнего пояса ферм с коэффициентом приведенной длины 0,7; снижение массы ферм на 6—8%
Структурное покрытие секционного типа «Берлин»	Несущая способность секции определяется прочностью узловых соединений	Возможны замена стали узловых соединений на класс С60/45; замена некоторых стержней на более мощные; повышение несущей способности секции на 20—25% при увеличении массы стали на 10%

Результаты испытаний оформляются обычно в виде следующих наиболее распространенных документов: 1) акт, протокол, заключение, содержащие ответы на основные вопросы, характеризующие исследуемую конструкцию; 2) научно-технический отчет, составляемый согласно ГОСТ 19600—74.

Перечень основных сведений, отражаемых в акте (протоколе, заключении) об испытаниях конструкций

1. Наименование и кратная характеристика конструкции и опытных образцов.
2. Организация — разработчик конструкции.
3. Организация, проводящая испытания конструкции.
4. Краткое обоснование целей и задач испытаний.
5. Организации, изготовляющие опытные образцы и промышленную продукцию.
6. Типоразмеры и число опытных образцов.
7. Качество изготовленных образцов, включая данные о механических свойствах материала и отклонениях геометрических размеров конструкции.
8. Краткая методика проведения испытаний.
9. Характеристика способов измерения исследуемых параметров.
10. Графики и эпюры развития характерных параметров поведения опытных образцов. Нагрузки предела упругости, предела текучести и максимальная.
11. Сопоставление экспериментальных и расчетных данных в области упругой и упругопластической работы конструкции.
12. Оценка результатов испытаний, полученных в области упругой и упругопластической работы конструкции и выводы по представляемому материалу.
13. Предложения по дальнейшему исследованию и совершенствованию конструкций рассматриваемого типа.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Аронов Р. И.** Испытание сооружений. М., «Высшая школа», 1974.
2. **Корчинский И. Л.** Испытание сооружений. М., Стройиздат, 1961.
3. **Левитанский И. В.** О методике испытания узлов ферм. — Материалы по металлическим конструкциям, 1975, вып. 17.
4. **Мастаченко В. Н.** Об оценке адекватности расчетных и реальных моделей строительных конструкций. — Строительная механика и расчет сооружений, 1971, № 4.
5. **Мельников Н. П.** Методические указания по повышению качества проектирования стальных конструкций, ч. V. Испытание сооружений. М., ЦНИИПСК, 1966.
6. Моделирование строительных конструкций. Под ред. В. И. Насонова. М., Стройиздат, 1971.
7. **Молчанов А. А.** Статистические методы оценки результатов экспериментальных исследований стержневых конструкций. — Строительная механика и расчет сооружений. 1971, № 1.
8. **Молчанов А. А.** Исследование стержневых конструкций с использованием планов полного факторного эксперимента. — Строительная механика и расчет сооружений, 1973, № 6.
9. Отчет о научно-исследовательской работе. Общие требования и правила оформления. ГОСТ 19600—74.
10. **Почтовик Г. Я., Злочевский А. Б., Яковлев А. Н.** Методы и средства испытания строительных конструкций М. «Высшая школа», 1974
11. Разработка и постановка продукции на производство. Основные положения. ГОСТ 15.001—73*.
12. **Смирнов Н. В., Дунин-Барковский И. В.** Курс теории вероятностей и математической статистики. М. «Наука», 1969.
13. **Федоров В. В.** Теория оптимального эксперимента. М., «Наука», 1971.
14. **Шенк Х.** Теория инженерного эксперимента. Пер. с англ. М., «Мир», 1972.

РАЗДЕЛ XI
ЗАЩИТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ОТ КОРРОЗИИ

ГЛАВА 38. КЛАССИФИКАЦИЯ АГРЕССИВНЫХ СРЕД И КОРРОЗИОННАЯ СТОЙКОСТЬ МАТЕРИАЛОВ

38.1. КЛАССИФИКАЦИЯ АГРЕССИВНЫХ СРЕД

При проектировании металлических конструкций необходимо учитывать коррозионную стойкость материалов в средах с различной степенью агрессивного воздействия и стремиться к применению в первую очередь материалов, не требующих защиты от коррозии, при обеспечении минимума приведенных затрат по СН 423-71. По этому признаку к материалам повышенной коррозионной стойкости следует отнести некоторые низколегированные стали по ГОСТ 19282—73, оцинкованную листовую сталь по ГОСТ 14918—69, алюминированную листовую сталь и ряд алюминиевых сплавов. Особую категорию материалов представляют высоколегированные нержавеющие стали, титановые сплавы и др., которые из-за их высокой стоимости целесообразно применять в строительных конструкциях в основном в качестве плакирующего или облицовочного слоя при дополнительном технико-экономическом обосновании.

С повышением степени агрессивного воздействия среды возрастают требования к коррозионной стойкости материалов, применяемых без защиты от коррозии, и к защитным покрытиям. Поэтому степень агрессивного воздействия среды может быть оценена по коррозионной стойкости материалов, если конструкции применяются без защиты от коррозии, или по устойчивости материалов, используемых для защитных покрытий, которые обеспечивают долговре-

Таблица 38.1. **Оценка степени агрессивного воздействия среды на основные материалы металлических конструкций**

Степень агрессивного воздействия среды на конструкции	Коррозионная стойкость				Возможность применения конструкций без защиты от коррозии или с защитой долговечными покрытиями (в скобках—минимальная долговечность покрытий в годах)		
	углеродистой стали		алюминия, алюминиевых и цинковых защитных покрытий		несущих конструкций из углеродистой стали	ограждающих тонколистовых конструкций	
	средняя скорость коррозии, мм/год	в баллах по ГОСТ 13819-68	средняя скорость коррозии, мм/год	в баллах по ГОСТ 13819-68		из алюминия	из оцинкованной или алюминированной стали при толщине покрытия не менее 20 мкм
Неагрессивная	До 0,01	1—3	До 0,001	1	Защита только на период транспортировки, хранения и монтажа*	Без защиты	Без защиты (20)
Слабоагрессивная	Св. 0,01 до 0,05	4—5	Св. 0,001 до 0,005	2	Цинковые или алюминиевые покрытия (20)	То же	Лакокрасочные покрытия (18)**
Среднеагрессивная	Св. 0,05 до 0,5	6	Св. 0,005 до 0,05	3—4	То же, в комбинации с химически стойкими лакокрасочными покрытиями (15)**	Электрохимическое анодирование (20)	Полимерные покрытия на панелях заводского изготовления (15)
Сильноагрессивная	Св. 0,5	7 и выше	Св. 0,05	5 и выше	Металлизация распылением цинка или алюминия в комбинации с химически стойкими лакокрасочными покрытиями (12)**	То же, в комбинации с химически стойкими лакокрасочными покрытиями (15)	—

* Защита от коррозии в процессе эксплуатации конструкций не требуется.

** Долговечность подобных систем покрытий в 1,6—2,3 раза больше арифметической суммы долговечности металлических и лакокрасочных покрытий.

менную защиту конструкций от коррозии. Исходя из скорости коррозии материалов конструкций и защитных металлических покрытий в средах с определенной степенью агрессивного воздействия, приведенной в табл. 38.1, тонколистовые ограждающие конструкции, как правило, изготовляют из более коррозионно-стойких материалов, чем конструкции из прокатного профиля или толстого листа.

Наибольший объем строительных металлических конструкций подвергается атмосферной коррозии (на открытом воздухе, внутри промышленных зданий и под навесами). Степень агрессивного воздействия среды на конструкции при атмосферной коррозии определяется продолжительностью воздействия фазовой и адсорбционной пленок влаги, а также видом и концентрацией газов, составом, растворимостью и гигроскопичностью твердых пылевидных частиц, наличием солей и аэрозолей в воздухе.

Воздействие адсорбционной пленки на конструкции внутри отапливаемых зданий резко возрастает с повышением относительной влажности воздуха помещений; фазовая пленка на конструкциях внутри зданий образуется в виде конденсата. Образование фазовой пленки влаги ускоряет коррозию стали на порядок. Относительная влажность воздуха и возможность конденсации влаги на конструкциях внутри неотапливаемых зданий в основном определяются зоной влажности, зависящей от климатических воздействий.

Коррозия конструкций, эксплуатируемых на открытом воздухе, в основном определяется продолжительностью воздействия фазовой пленки влаги (дождь, мокрый снег, роса и т. д.), которая изменяется в зависимости от зоны влажности, и в некоторых районах сухой зоны в 5—6 раз меньше, чем в ряде районов влажной зоны. Продолжительность воздействия фазовой пленки влаги на конструкции, расположенные под навесами, меньше (только роса, туман, иней), чем на конструкции, находящиеся на открытом воздухе в той же зоне влажности. Поскольку фазовая пленка влаги вызывает более существенную коррозию, чем адсорбционная, степень агрессивного воздействия среды на конструкции под навесами при прочих равных условиях примерно такая же, как внутри неотапливаемых зданий. В зданиях, в которых действу-

Таблица 38.2. **Группы агрессивных газов в зависимости от их вида и концентрации**

Наименование	Концентрация, мг/м³, для групп газов			
	А	Б	В	Г
Углекислый газ	≤1000	>1000	—	—
Аммиак	<0,2	≥0,2	—	—
Сернистый ангидрид	<0,5	0,5—10	11—200	201—1000
Сероводород	<0,01	0,01—10	11—200	201—2000
Окислы азота	<0,1	0,1—5	5,1—25	26—100
Хлор	<0,1	0,1—1	1,1—5	5,1—10
Хлористый водород	<0,05	0,05—5	5,1—10	11—100
Фтористый водород	<0,02	0,02—5	5,1—10	11—100

Таблица 38.3. **Степень агрессивного воздействия газов при атмосферной коррозии металлических конструкций**

Относительная влажность воздуха помещений (числитель), %, и зона влажности (знаменатель) по СНиП II-А.7-71	Группа газов по табл. 38.2	Степень агрессивного воздействия среды на конструкции		
		на открытом воздухе (определяется по зоне влажности)	в неотапливаемых зданиях и под навесами (определяется по зоне влажности)	внутри отапливаемых зданий (определяется по относительной влажности помещений)
≤60 / Сухая	А	Слабоагрессивная	Неагрессивная	Неагрессивная
	Б	То же	Слабоагрессивная	»
	В	Среднеагрессивная	Среднеагрессивная	Слабоагрессивная
	Г	Сильноагрессивная	То же	Среднеагрессивная
61—75 / Нормальная	А	Слабоагрессивная	Слабоагрессивная	Неагрессивная
	Б	Среднеагрессивная	Среднеагрессивная	Слабоагрессивная
	В	То же	То же	Среднеагрессивная
	Г	Сильноагрессивная	Сильноагрессивная	То же
>75 / Влажная	А	Среднеагрессивная	Среднеагрессивная	Слабоагрессивная
	Б	То же	То же	Среднеагрессивная
	В	Сильноагрессивная	Сильноагрессивная	»
	Г	То же	То же	»

Примечания: 1. Для внутренних поверхностей ограждающих конструкций и для несущих конструкций зданий с мокрым режимом работы, на которых возможно образование конденсата, степень агрессивного воздействия среды устанавливается, как для неотапливаемых зданий во влажной зоне.

2. При наличии в атмосфере воздуха нескольких агрессивных газов степень агрессивного воздействия среды определяется по группе с более высокой концентрацией газов, которой соответствует концентрация хотя бы одного газа.

3. Степень агрессивного воздействия среды на алюминиевые конструкции при концентрации газов по группе А, а аммиака — по группе Б — не выше слабоагрессивной.

Таблица 38.4. **Группы солей, аэрозолей и пыли и их характеристики**

Группа солей, аэрозолей и пыли	Характеристика солей, аэрозолей и пыли	Перечень распространенных солей, аэрозолей и пыли
А	Малорастворимые	Силикаты, кроме силикатов, щелочных металлов; фосфаты (вторичные и третичные); карбонаты кальция, бария, свинца; сульфаты бария, свинца; окислы и гидроокиси железа, хрома, алюминия, окись кремния
Б	Хорошо растворимые малогигроскопичные	Хлориды и сульфаты натрия, калия, аммония; нитраты калия, бария, свинца, магния; карбонаты щелочных металлов; гидроокиси кальция, магния, бария
В	Хорошо растворимые гигроскопичные	Хлориды кальция, магния, алюминия, цинка, железа и др.; сульфаты магния, марганца, цинка, железа; нитраты и нитриты натрия, аммония; все первичные фосфаты, вторичный фосфат натрия; гидроокиси натрия, калия, лития

Продолжение табл. 38.4

Примечание. К малорастворимым по СНиП II-28-73 относятся вещества с растворимостью в воде менее 2 г/л; к малогигроскопичным — вещества, имеющие при температуре 20° С равновесную относительную влажность 60% и более, а к гигроскопичным — менее 60%.

Таблица 38.5. **Степень агрессивного воздействия солей, аэрозолей и пыли на металлические конструкции**

Относительная влажность воздуха помещений (числитель), %, и зона влажности (знаменатель) по СНиП II-А.7-71	Группа солей, аэрозолей и пыли по табл. 38.4	Степень агрессивного воздействия среды на конструкции		
		на открытом воздухе	в неотапливаемых зданиях и под навесами	внутри отапливаемых зданий (определяется по относительной влажности помещений)
		(определяется по зоне влажности)		
<60 / Сухая	А Б В	Неагрессивная Слабоагрессивная Среднеагрессивная	Неагрессивная Слабоагрессивная То же	Неагрессивная То же Слабоагрессивная
61—75 / Нормальная	А Б В	Слабоагрессивная Среднеагрессивная То же	Слабоагрессивная Среднеагрессивная То же	Неагрессивная Слабоагрессивная Среднеагрессивная
>75 / Влажная	А Б В	Слабоагрессивная Среднеагрессивная Сильноагрессивная	Слабоагрессивная Среднеагрессивная То же	Неагрессивная Слабоагрессивная Среднеагрессивная

Примечания: 1. Для внутренних поверхностей ограждающих конструкций степень агрессивного воздействия среды устанавливается по группе зданий с относительной влажностью воздуха выше 75%.

2. Для конструкций зданий с мокрым режимом (с относительной влажностью воздуха в помещениях более 75%), на которых возможно образование конденсата, степень агрессивного воздействия среды устанавливается как для неотапливаемых зданий во влажной зоне.

ющими санитарными нормами допускается образование конденсата, фазовая пленка влаги образуется в первую очередь на поверхности ограждающих конструкций.

Коррозионная активность газов при равной влажности воздуха возрастает от группы А к группе Г (табл. 38.2). Классификация степени агрессивного воздействия сред при атмосферной коррозии в зависимости от концентрации газов приведена в табл. 38.3. Коррозионная активность солей, аэрозолей и пыли значительно возрастает при переходе от малорастворимых к хорошо растворимым гигроскопичным (табл. 38.4). Классификация степени агрессивного воздействия сред при атмосферной коррозии в зависимости от вида и свойств солей, аэрозолей и пыли приведена в табл. 38.5.

Воздействию неорганических жидких сред (природных и технических вод, растворов неорганических солей, щелочей и кислот) подвергаются конструкции гидротехнических сооружений, очистных сооружений, некоторых объектов доменных комплексов, резервуаров и газгольдеров. Конструкции резервуаров для нефти и нефтепродуктов подвергаются воздействию органических жидких сред. Степень агрессивного воздействия жидких сред определяется кислотностью (pH), концентрацией растворенных солей и газов, включая кислород, температурой, а также напором или скоростью движения потока жидкости. Классификация степени агрессивного воздействия жидких сред на материалы конструкций и защитных металлических покрытий приведена в СНиП II-28-73.

38.2. КОРРОЗИОННАЯ СТОЙКОСТЬ СТРОИТЕЛЬНОЙ СТАЛИ

Конструкции из углеродистой стали марок ВСт3сп5, ВСт3пс6, ВСт3кп2 по ГОСТ 380—71* в агрессивных средах[1] следует применять только при условии обеспечения защиты от коррозии. Низколегированная сталь марок 18Гпс, 14Г2АФ, 16Г2АФ, 09Г2С, 10Г2С1, 15Г2СФ, 15Г2АФД, 12Г2СМФ, 14ГСМФР по коррозионной

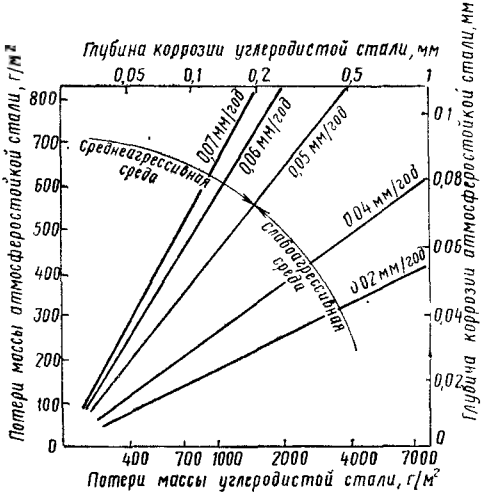


Рис. 38.1. Соотношение потерь массы и глубины равномерной коррозии углеродистой стали и низколегированной стали марки 10ХНДП в агрессивных средах. Степень агрессивного воздействия среды определена через среднюю за 5 лет скорость коррозии углеродистой стали (цифры у прямых)

стойкости близка к углеродистой стали. К защите от коррозии конструкций из стали перечисленных марок предъявляются те же требования, что и к защите конструкций из углеродистой стали.

Повышенной коррозионной стойкостью обладает низколегированная сталь марок 10ХСНД, 15ХСНД и 10ХНДП, причем последняя создана специально как коррозионно-стойкий материал для строительных конструкций, поэтому ее характеристики здесь описаны более подробно. Эту сталь целесообразно применять без защиты от коррозии для конструкций, эксплуатируемых на открытом воздухе в слабоагрессивной среде, поскольку на ее поверхности образуется плотный слой продуктов коррозии (после 1—3 лет эксплуатации).

Потеря сечения конструкций из стали 10ХНДП за любой срок эксплуатации может быть рассчитана по номограмме на рис. 38.1, из которой видно, что скорость коррозии стали 10ХНДП уменьшается во времени значительно быстрее, чем скорость коррозии углеродистой стали. Среднюю скорость коррозии углеродистой стали для конкретных условий строительства можно ориентировочно определить расчетно-экспериментальным методом по ГОСТ 9 040—74. Затем значение глубины коррозии конструкций из углеродистой стали за расчетный период эксплуатации (ось абсцисс номограммы) проектируют на прямую линию для данной скорости коррозии, а точку пересечения — на ось ординат номограммы, получая глубину коррозии конструкций из стали 10ХНДП за тот же период.

В элементах несущих конструкций из стали 10ХНДП с толщиной стенки не менее 5 мм, не подлежащих защите от коррозии, очистка поверхности от прокатной окалины не является обязательной. Для получения однородной окраски поверхности стали 10ХНДП и для повышения коррозионной стойкости несущих конструкций с толщиной стенки менее 5 мм прокат из этой стали должен быть предварительно очищен от окалины и жировых загрязнений.

Сталь марок 10ХСНД и 15ХСНД при атмосферной коррозии практически во всех слабо- и среднеагрессивных средах в 1,5—3 раза более коррозионно-стойка, чем углеродистая сталь. Поэтому конструкции из стали этих марок, эксплуатируемые на открытом воздухе в сухой зоне влажности при концентрации агрессивных газов по группе А, можно применять без защиты от коррозии. Требования к очистке поверхности стали остаются теми же, что и для стали 10ХНДП. В более агрессивных средах на открытом воздухе, а также в агрессивных средах внутри помещений сталь повышенной коррозионной стойкости должна быть защищена от коррозии. Долговечность лакокрасочных покрытий на поверхности стали повышенной коррозионной стойкости по крайней мере в 1,5 раза больше, чем на поверхности углеродистой стали.

Пониженной по сравнению с углеродистой сталью коррозионной стойкостью в атмосфере с серосодержащими газами и в жидких средах обладает марганцовистая сталь марок 09Г2, 14Г2, а также сталь 18Г2АФпс. К защите от коррозии конструкций из стали этих марок предъявляются такие же требования, как и к защите конструкций из углеродистой стали. Тем не менее конструкции из стали пониженной коррозионной стойкости главой СНиП II-28-73 не допускаются в средах с повышенным содержанием сернистого ангидрида и сероводорода (по группам газов Б—Г), поскольку даже под защитными лакокрасочными покрытиями будет протекать избирательная коррозия по включениям сульфида марганца, ускоряющая потерю несущей способности конструкций.

Сульфиды марганца в отличие от сульфидов железа легкорастворимы в нейтральных электролитах. При растворении сульфидов наблюдается язвенная коррозия стали, причем глубокие язвы могут создавать концентрацию напряжений и служить источником зарождения трещин при статическом и циклическом нагружении конструкций. Кроме того, растворимые сульфиды способствуют локальному наводорожива-

[1] Здесь и далее под агрессивными средами следует понимать среды со слабо-, средне- и сильноагрессивной степенью воздействия.

нию стали в средах с pH3 и более кислых. Модифицирование стали нитридами снижает вредное влияние сульфидов Поэтому сталь марок 15Г2СФ, 14Г2АФ, 16Г2АФ и 18Г2АФпс менее подвержена язвенной коррозии, чем марганцовистая или кремнемарганцовистая сталь, и на эти марки ие распространяются ограничеиия по применению.

38.3. ВЛИЯНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ НА КОРРОЗИЮ СТАЛЬНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Внутренние и рабочие напряжеиия практически ие влияют на скорость равномерной коррозии материалов конструкций. Исключение составляет коррозия в кислых (pH иижe 3) сильноагрессивных жидких средах, постоянному воздействию которых строительные конструкции подвергаться не должны. Однако воздействие ряда рабочих сред может изменять характер коррозии стали в напряженном состоянии и вызывать коррозиоиное растрескивание. Снижеиие уровня рабочих напряжений обычно замедляет процесс коррозионного растрескивания, но эта мера требует увеличения расхода металла и ухудшает технологические параметры. В приводимых далее примерах рассмотрены другие пути предотвращения коррозиониого растрескивания конструкций.

Примерами коррозионного растрескивания стали в щелочной среде могут служить случаи разрушения декомпозеров и воздухонагревателей доменных печей. В декомпозерах технологический процесс происходит в щелочной среде. Внутренняя поверхность кожухов воздухонагревателей подвергается воздействию конденсата, в котором могут быть растворены щелочные составляющие, содержащиеся в рудной пыли при производстве ферромарганца. Щелочному охрупчиванию подвержена углеродистая и низколегированная сталь всех марок. Этот процесс происходит при температуре выше 40—50° С. Трещины зарождаются на участках максимальных сварочных напряжеиий и распространяются межкрнсталлитно по основиому металлу.

Поскольку в щелочных средах конструкции обычно не защищают от общей коррозии, для повышения их устойчивости против коррозионного растрескивания необходимо применять сталь как можио более чистую по неметаллическим включеиням, в частности углеродистую сталь спокойных марок, а также выносить монтажные сварные швы из зоны непосредственного воздействия жидких щелочных сред или возможного образования щелочного коиденсата. В этих зонах не допускаются технологические приварки на монтаже; заводские сварные швы следует отжигать в термических печах при температуре 650° С для снятия сварочных напряжений.

Конструкции воздухонагревателей могут подвергаться коррозионному растрескиванию не только под воздействием щелочного конденсата, но и при коидеисации иа внутренних стенках концентрироваиного раствора азотной кислоты. Такой процесс происходит в современных высокотемпературных воздухонагревателях, в купольной части которых образуется большое количество окислов азота. Газы, так же как щелочиая пыль в рассмотреииом случае, выносятся к металлической поверхности через несплошиости в теплоизоляционной кладке. Поэтому при проектировании воздухонагревателей необходимо предусматривать примеиение пылевлагонепроницаемых жаростойких покрытий или пленок между теплоизоляционными слоями кладки.

Влияние напряжений на характер коррозии конструкций в нейтральных средах наблюдалось при отдельиых разрушениях воздухонагревателей и скрубберов из стали марок 14Г2 и 10Г2С1. Как уже указывалось, в ряде сред иемодифицироваиная марганцовистая сталь корродирует с развитием глубоких язв, которые в зонах коицентрации напряжений могут переходить в межкристаллитные трещины коррозониой усталости или коррозионного растрескивания. Эти виды разрушения особенио характерны для листовых конструкций и конструкций типа сосудов со стыковой сваркой. Относительное влияние агрессивной среды на выносливость конструкций снижается с усложнением формы элемента или соедиие-ния, т. е. с ростом коицентрации напряжений. Для защиты скрубберов от коррозии помимо примеиения стали, не склонной к местной коррозии, целесообразно использовать защитные металлизационно-лакокрасочные покрытия или снижать агрессивность воды.

Роль статических и циклических напряжеиий, действующих на конструкции, существенно возрастает с повышением прочности стали. При одновременном воздействии напряжений растяжения и агрессивной внешней среды элементы конструкций из термически упрочненной стали могут подвергаться разрушению вследствие водородного охрупчивания, коррозионного растрескивания или коррозионной усталости.

Водородное охрупчивание высокопрочной стали происходит даже при атмосферной коррозии, если в воздухе содержатся агрессивные газы SO_2, H_2S, HCl, HF в концеитрации по группам Б—Г. Степень охрупчивания иногда не настолько велика, чтобы привести к самопроизвольному разрушеиию статически нагруженных элементов конструкций, ио заметно снижает сопротивление динамическим иагрузкам и пластичность строительной стали класса С70/60 и более высокой прочности (высокопрочные болты, канаты и т. п.). Пластическая деформация (до 2%) увеличивает склоиность стали класса С70/60 к водородному охрупчиванию.

Для предотвращения коррозионного растрескивания высокопрочиых болтов необходимо выполнять следующие требования. По окончании монтажа конструкции вместе с выступающими частями высокопрочных болтов должны быть окрашеиы. В средне- и сильноагрессивных средах высокопрочные болты должны быть защищеиы от коррозии металлическими покрытиями

до монтажа. Кроме того, должна быть обеспечена герметизация соединений на высокопрочных болтах.

В слабоагрессивной среде допускается применение высокопрочных болтов из стали 40Х, 40ХФА, 30Х3МФ и 30Х2НМФ без дополнительной защиты от коррозии, а лишь с окраской конструкций и выступающих частей болтов после монтажа. Однако предотвращение коррозионного растрескивания высокопрочных болтов обеспечивается лишь при условии точного соответствия химического состава требованиям ГОСТ 4543—71, соблюдения режимов термической обработки болтов и указаний по производству монтажа соединений.

Коррозионное растрескивание высокопрочных болтов может происходить как в наводороживающих, так и в ненаводороживающих средах. Поэтому применение высокопрочных болтов из стали 38ХС, склонной к коррозионному растрескиванию даже в слабоагрессивных средах, допускается только для конструкций внутри отапливаемых зданий с неагрессивными средами, если монтажные работы производятся в условиях воздействия неагрессивных или слабоагрессивных сред.

При нанесении на высокопрочные болты гальванических металлопокрытий необходимо обращать внимание на возможность наводороживания. Болты с гальваническим покрытием обязательно должны быть подвергнуты обезводороживающему отпуску.

38.4. КОРРОЗИОННАЯ СТОЙКОСТЬ АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ

Наиболее высокой коррозионной стойкостью в слабо- и среднеагрессивных средах обладают технический алюминий АД1, сплав системы алюминий — марганец АМц и сплавы системы алюминий — магний АМг1, АМг2, АМг3, АМг4. Поэтому конструкции из рекомендованных СНиП II-24-74 термически неупрочняемых сплавов АД1М, АМцМ и АМг2М допускается применять без защиты от коррозии не только в слабоагрессивных, но и в среднеагрессивных средах (листовые ограждающие конструкции по табл. 38 СНиП II-28-73).

В средах, содержащих хлористые соли, газообразный хлор или хлористый водород по группам А и Б, наиболее высокой коррозионной стойкостью обладают сплавы системы алюминий — магний. Нагартовка сплавов этой системы не снижает их коррозионной стойкости. Поэтому сплав АМг2П в слабоагрессивных средах обычно также применяется без защиты от коррозии. Другие сплавы алюминия с магнием в строительных конструкциях применяются ограниченно, особенно сплавы, содержащие более 5% магния, поскольку в нагартованном состоянии последние приобретают склонность к межкристаллитной коррозии после длительных (свыше 3000 ч) нагревов до температуры 60—70° С.

Коррозионная стойкость сплавов системы алюминий — магний — кремний снижается в следующем порядке: АД35, АД31, АД33, АВ. Сплав АВ содержит 0,2—0,6% меди и в состоянии после искусственного старения приобретает склонность к межкристаллитной коррозии. Искусственное старение сплава АД31 незначительно снижает его коррозионную стойкость по сравнению с состоянием после естественного старения. Ограждающие конструкции из сплавов АД31Т и АД31Т1 можно применять без защиты от коррозии в слабоагрессивных средах.

С повышением прочности сплавов алюминия и увеличением расчетных нагрузок или внутренних напряжений, связанных с нагартовкой или сваркой, возрастает опасность потери несущей способности конструкций в результате язвенной или расслаивающей коррозии, а также коррозионного растрескивания. Поэтому к защите от коррозии несущих конструкций из алюминиевых сплавов при эксплуатации их в средах, содержащих хлор, хлористый водород или фтористый водород по группе газов Б, предъявляются более жесткие требования. Эти конструкции должны быть защищены электрохимическим анодированием уже при слабоагрессивной степени воздействия среды.

Особенное внимание должно быть уделено высокопрочным свариваемым сплавам системы алюминий — цинк — магний (01915, 01920 и 01925). Хотя по сопротивлению общей коррозии они и относятся к числу стойких, но в состоянии после естественного старения, в том числе в зоне термического влияния после сварки, подвергаются расслаивающей коррозии. В агрессивных средах сплавы этой системы и их сварные соединения после естественного старения могут проявить склонность к коррозионному растрескиванию. Анодная пленка толщиной 15—20 мкм не обеспечивает достаточной защиты от этого вида коррозии. Скорость роста трещин, как и склонность к их образованию, заметно повышается при переходе от слабоагрессивной к среднеагрессивной степени воздействия среды и снижается при переходе от сплава 01920Т и сварных соединений, полученных с использованием проволоки В92св, к сплаву 01915Т. Этот сплав и его сварные соединения, полученные с использованием проволоки 01557 (системы Al—Mg), в состоянии естественного старения не подвергаются коррозионному растрескиванию в слабоагрессивных средах даже в случае образования сварочных трещин или других острых концентраторов напряжений.

ГЛАВА 39. ТРЕБОВАНИЯ К КОНСТРУКТИВНОЙ ФОРМЕ ДЛЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В АГРЕССИВНЫХ СРЕДАХ

Металлические конструкции для зданий с агрессивными средами и сооружений на открытом воздухе следует проектировать такой формы, которая исключала бы возможность скопления на поверхности элементов конструкций атмосферной влаги, конденсата, производственной пыли и жид-

ких агрессивных сред и не затрудняла бы их удаление. Необходимо предотвращать образование застойных мест в виде пазух, карманов, узких щелей и т. п. Элементы и соединения металлических конструкций должны иметь свободный доступ для осмотров и возобновления защитных покрытий.

Металлические конструкции зданий и сооружений для производств с агрессивными средами следует проектировать из профилей с меньшим периметром при площади сечения, требуемой по расчету несущей способности. Конструктивные решения должны предусматривать принцип концентрации материала и уменьшения общей поверхности конструкций с полным использованием их несущей способности путем увеличения пролетов и шагов до 12 м и более. Для сильноагрессивных сред конструкции зданий следует проектировать преимущественно сплошностенчатыми, а не решетчатыми.

При выборе конструктивных форм элементов конструкций в агрессивных средах необходимо учитывать влияние профиля элементов и расположения их в пространстве на продолжительность сохранения на их поверхности влаги (атмосферных осадков или конденсата) и накопления пыли, а следовательно, на скорость коррозии и разрушение защитных покрытий. В среднеагрессивных и сильноагрессивных средах листовой и профильный прокат с плоскими гранями и развитой поверхностью применяют преимущественно для конструктивных элементов, расположенных наклонно или вертикально. Примерами удачных конструктивных решений, удовлетворяющих этим требованиям, могут служить фермы с поясами из труб или замкнутого прямоугольного профиля и раскосами из одиночного уголка или стенкой из прокатного листа.

Для металлических конструкций в средне- и сильноагрессивных средах не следует применять тавровые сечения из двух спаренных уголков, крестовые сечения из четырех уголков, незамкнутые коробчатые или двутавровые сечения из двух швеллеров и гнутого профиля.

Конструкции из стали и алюминиевых сплавов для агрессивных сред должны преимущественно применяться в виде сварного профиля замкнутого сечения и труб. Однако применение внутри помещений с агрессивными средами конструкций из стальных элементов замкнутого сечения без защиты внутренней поверхности от коррозии допускается только при условии заделки торцов.

Для конструкций сооружений на открытом воздухе в слабоагрессивной среде допускается применение сечений в виде труб и замкнутого профиля без проверки их герметичности, но при обязательном условии, что исключено попадание атмосферных осадков внутрь элементов и обеспечен дренаж. Влага внутри таких элементов конденсируется очень редко из-за запаздывания изменений температурно-влажностного режима, и среда внутри элементов имеет неагрессивную степень воздействия (скорость коррозии углеродистой стали не достигает 0,01 мм/год).

Влияние формы, расположения в пространстве и размера щелей, возникающих в узлах, на характер протекания коррозии на открытом воздухе в слабоагрессивной среде иллюстрируется на примере стальных конструкций радиобашни системы Шухова после многолетней (50 лет) эксплуатации.

Наиболее вероятно возникновение коррозии между элементами в узлах (рис. 39.1, *а*), где щели расположены горизонтально, что затрудняет вымывание загрязнений дождевой водой. В щелях, расположенных наклонно (рис. 39, *б—д*) или вертикально, повышенная скорость коррозии по сравнению со скоростью коррозии основной поверхности наблюдается лишь при содержании сернистого газа или сероводорода в атмосфере выше концентраций по группе А. Коррозии внутренних поверхностей элементов в двухзаклепочных соединениях типа *в* и *г* возрастает с увеличением расстояния между заклепками от 30 до 75 мм, при дальнейшем увеличении этого расстояния до 140 мм снижается благодаря более легкому вымыванию загрязнений и вновь несколько возрастает при увеличении расстояния между заклепками или болтами до 190 мм.

В жестких стыках типа *б* коррозия не возникает при расстоянии между болтами или заклепками до 120 мм, а при увеличении этого расстояния, особенно до 200—630 мм, постепенно возрастает. Степень ускорения коррозии зависит от толщины стенок элементов, с уменьшением которой облегчается расклинивающее действие продуктов коррозии. Отдельные элементы конструкций из уголка с толщиной стенки 8—10 мм подвергаются значительной деформации продуктами коррозии.

Таким образом, степень опасности коррозии сопряженных элементов определяется еще и жесткостью стыка: чем больше жесткость стыка (толщина элемента и число заклепок), тем большим может быть расстояние между заклепками или болтами, при котором коррозия не возникает. В этом отношении болтовые соединения и особенно соединения на высокопрочных болтах более устойчивы против коррозии в щелях, чем заклепочные. В соединениях на высокопрочных болтах сказывается положительная роль больших усилий, направленных нормально толщине элемента. Если среда и проникает внутрь такого соединения, то продукты коррозии могут лишь заполнить свободное пространство, после чего процесс прекратится.

В местах соединения фасонок со стойками или опорными кольцами (узлы типа *д* на рис. 39.1) коррозия возникает уже при расстоянии между заклепками 60—100 мм. Значительная площадь фасонок способствует накоплению пыли в стыках и препятствует омыванию их дождевой водой. Наибольшая скорость коррозии элементов в подобных узлах наблюдается в случаях, когда образуются трехмерные полости. Так, в узлах, находящихся у самой поверхности земли, зазоры заполняются снегом, и во время оттепели в них застаивается талая вода, что увеличивает фактическую продолжительность коррозии. Это явление характерно

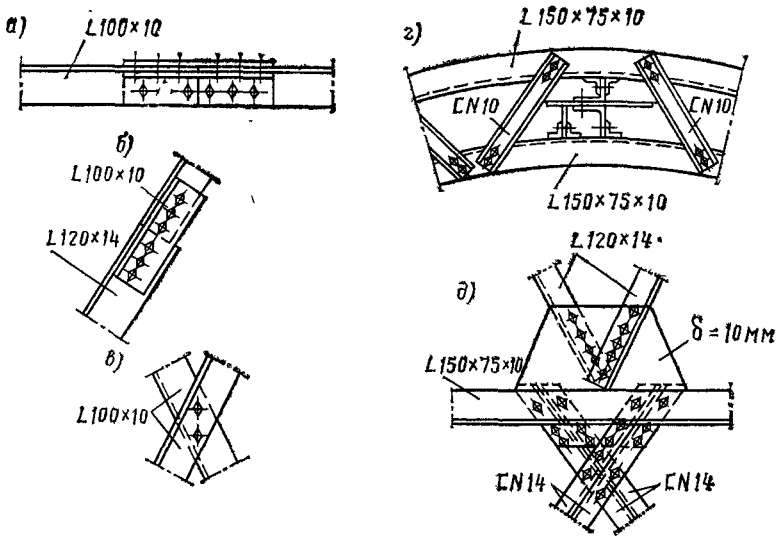


Рис. 39.1. Характерные узлы радиобашни системы Шухова, в которых наблюдали коррозию между элементами

также для сварных и болтовых узлов конструкций на открытом воздухе. Поэтому подобные узлы на уровне земли целесообразно замоноличивать в бетон на высоту снежного покрова, а на большой высоте—располагать в вертикальной плоскости.

Одноэтажные отапливаемые здания, в которых применяют легкие несущие металлические конструкции, должны проектироваться для производств с неагрессивными и слабоагрессивными средами, а для производств со среднеагрессивными средами — только при условии, если обеспечена долговременная защита конструкций (см. табл. 38.1). Это требование вызвано тем, что обеспечить полную защиту конструкций лакокрасочными покрытиями на достаточно длительный период эксплуатации невозможно. Коррозия тонкостенных конструкций, способная развиваться под лакокрасочными покрытиями задолго до отказа и возобновления последних, может заметно понизить несущую способность конструкций.

Ограждающие конструкции в виде металлических или комбинированных панелей для отапливаемых зданий следует проектировать с таким расчетом, чтобы в холодные периоды года было предотвращено образование конденсата на внутренней поверхности панелей и на несущих конструкциях, а также была обеспечена возможность систематического удаления пыли и грязи с поверхности конструкций.

Профилированные или гладкие листы для ограждающих конструкций при применении их без защиты от коррозии должны быть такой толщины, чтобы за весь период эксплуатации в них не образовывалось сквозных коррозионных поражений. При расчете минимальных толщин листов для ограждающих конструкций, применяемых без защиты, должна учитываться фактическая скорость коррозии материалов конструкций и защитных покрытий (см. табл. 38.1). Минимальная толщина листов для ограждающих конструкций из алюминиевых сплавов, алюминированной или оцинкованной стали и стали 10ХНДП, рассчитанных на различные сроки эксплуатации, приведена в табл. 38 главы СНиП II-28-73. При расчете толщин алюминиевых листов использованы данные по скорости питтинговой коррозии; стальных листов—по скорости равномерной коррозии алюминия, цинка и стали.

При проектировании конструкций из разнородных металлов или сплавов, а также при привязке технологического оборудования к конструкциям необходимо избегать решений, при которых может возникнуть контактная коррозия. В атмосферных условиях резкое ускорение коррозии конструкций из стали и алюминия независимо от способа их защиты, как правило, происходит только при контакте с медью. Такой контакт необходимо предотвращать применением неметаллических прокладок между элементами конструкций и медными деталями. Нельзя допустить, чтобы дождевая вода с поверхности медных деталей стекала на поверхность конструкций из алюминия, алюминированной или оцинкованной стали.

В сопряжениях элементов конструкций из углеродистой или низколегированной стали с конструкциями, покрытыми цинком или алюминием с толщиной слоя более 40 мкм, не требуется дополнительной защиты сверх необходимой для данной степени агрессивного воздействия среды. Однако при проектировании конструкций из стали повышенной коррозионной стойкости, сопряженных с оцинкованными, алюминированными конструкциями или алюминием, необходимо учитывать, что до того, как на поверхности стали 10ХНДП, 10ХСНД или 15ХСНД полностью сформируется защитный слой продуктов, дождевая вода, стекающая с конструкций, может загрязнять алюминий, алюминиевые и цинковые покрытия, равно как и бетон, кирпич, другие неметаллические материалы, не оказывая

Таблица 39.1. **Материалы для сварки конструкций из низколегированной стали**

Степень агрессивного воздействия среды	Марки стали	Марки электродов для ручной сварки конструкций*
Слабоагрессивная, среднеагрессивная, сильноагрессивная	10ХСНД, 15ХСНД	Э138-50Н**, АН-Х7, ВСН-3, Э138-45Н
	10ХНДП	На основе проволоки Св08Х1ДЮ*** с основным покрытием
Среднеагрессивная, сильноагрессивная	15Г2СФ, 14Г2АФ, 16Г2АФ, 18Г2АФпс	УОНИ 13/65, УОНИ 13/55

* Механизированную сварку конструкций из стали 10ХНДП производят с применением сварочной проволоки Св08Х1ДЮ по ТУ 14-1-1148-75 в сочетании с флюсом марки АН—348А по ГОСТ 9087—69*, а также другими материалами, обеспечивающими химический состав и механические свойства металла шва на уровне характеристик основного металла.

** Только для стали марки 10ХСНД.

*** По ТУ 14-1-1148-75.

значительного агрессивного воздействия. Для предотвращения загрязнений обеспечивают отвод дождевой и талой воды.

Если на конструкции воздействуют средне- или сильноагрессивные жидкие среды, то в зависимости от природы среды опасность может представлять контакт элементов конструкций с нержавеющей сталью, сплавами титана, а также контакт алюминия со сталью повышенной коррозионной стойкости и некоторых сплавов алюминия между собой (по табл. 37 СНиП II-28-73).

Опасность контактной коррозии в жидких средах возникает и в случае неоправданного назначения материалов для сварки конструкций. Так, контактную коррозию сварного соединения в среднеагрессивной жидкой среде наблюдали, например, когда сталь состава (% по массе): 0,16 C; 0,50 Si; 1,42 Mn; 0,013 P; 0,016 S; 0,045 Al; 0,044 Nb сваривали с применением электродной проволоки состава (% по массе): 0,08 C; 0,25 Si; 0,8 Mn; 0,4 Ni; 0,6 Cu с более высокой коррозионной стойкостью, т. е. металл шва обладал значительно более высокой коррозионной стойкостью, чем основной металл.

Возможное возникновение контактной коррозии между швом и основным металлом необходимо предотвращать выбором соответствующих электродов для ручной сварки низколегированной стали (табл. 39.1), которые обеспечивают равную коррозионную стойкость металла шва и основного металла, из более широкой номенклатуры электродов, рекомендованных СНиП II-В.3-72. Проволока для автоматической и полуавтоматической сварки конструкций, рекомендованная той же главой СНиП, имеет состав, достаточно близкий к составу стали, для сварки которой она предназначена.

При выборе материалов для сварки несущих конструкций из стали повышенной коррозионной стойкости в условиях эксплуатации их без защиты от коррозии необходимо было учесть важную роль внутренних напряжений в металле зоны термического влияния (ЗТВ). В случае сварки стали 10ХНДП даже при применении электродной проволоки с составом, близким к составу стали, могут возникать напряжения, достаточно высокие, чтобы нарушить адгезию продуктов коррозии к металлу шва и ЗТВ. Минимальные внутренние напряжения создаются при использовании проволоки Св08Х1ДЮ как для автоматической и полуавтоматической сварки, так и для электродов, применяемых при ручной сварке (табл. 39.1).

Существенное влияние на коррозионную стойкость стали, алюминия и защитных металлических покрытий может оказать контакт с определенными неметаллическими материалами, которые создают с материалом конструкций электрохимическую пару или способствуют неблагоприятному изменению pH среды. Поэтому для конструкций промышленных зданий, связанных с производством или применением в технологических процессах твердой щелочи, соды или других солей со щелочной реакцией, которые могут входить в состав пыли в этих цехах, не допускается применение алюминиевых сплавов и оцинкованной стали, а также металлических защитных покрытий, даже при условии дополнительной их защиты лакокрасочными покрытиями.

Перечисленные материалы не следует также применять в агрессивных средах при одновременном воздействии металлической (или соединений металлов) пыли, вызывающей контактную коррозию; если в ней содержатся медь, никель, сульфиды, хлориды этих металлов, другие тяжелые, благородные или полублагородные металлы. При относительной влажности воздуха помещений выше 75% и в условиях конденсации влаги графит, коксовая и угольная крошка также образуют электрохимические пары с цинком и алюминием.

Неблагоприятные по отношению к алюминию значения pH имеют незатвердевшие раствор и бетон. Поэтому главой СНиП II-28-73 предъявляются повышенные требования к защите от коррозии конструкций из алюминия, примыкающих к кирпичным, бетонным и железобетонным конструкциям.

ГЛАВА 40. ЗАЩИТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ОТ КОРРОЗИИ

Защита стальных и алюминиевых конструкций от коррозии может производиться покрытиями и электрохимическими методами.

40.1. ЗАЩИТНЫЕ ПОКРЫТИЯ

По виду материалов защитные покрытия для строительных металлических конструкций могут быть классифицированы

как лакокрасочные, металлические, оксидные, изоляционные. Возможны комбинации различных видов покрытий. По механизму защитного действия покрытия могут быть классифицированы как барьерные, т. е. обеспечивающие только изоляцию, протекторные и с комбинированным барьерно-протекторным действием.

Лакокрасочные покрытия в зависимости от вида пигмента обеспечивают барьерную, комбинированную или протекторную (электрохимическую) защиту стали. Цинковые защитные покрытия стальных конструкций обеспечивают как протекторную, так и барьерную защиту от коррозии; алюминиевые — обычно только барьерную, а в присутствии хлористых солей или хлора — также и протекторную.

Защита конструкций из алюминиевых сплавов выполняется, как правило, с помощью искусственно создаваемого на их поверхности (химическим или электрохимическим способом) или естественного окисного слоя, который обеспечивает барьерную защиту металла от окружающей среды.

Изоляционные покрытия выполняются из тканевых материалов, пропитываемых битумно-резиновыми мастиками, или из полимерных пленок, приклеиваемых к металлической поверхности, и применяются для защиты тонкого листа или гидроизоляции конструкций в грунте.

Нанесению лакокрасочных или металлических защитных покрытий должна предшествовать соответствующая подготовка поверхности конструкций; целью подготовки поверхности является удаление продуктов коррозии, жировых и других загрязнений и придание поверхности шероховатости, улучшающей сцепление с ней защитного покрытия.

40.2. ПОДГОТОВКА ПОВЕРХНОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПЕРЕД НАНЕСЕНИЕМ ЗАЩИТНЫХ ПОКРЫТИЙ

На заводах металлических конструкций применяются следующие основные методы подготовки поверхности проката или конструкций, покрытой продуктами коррозии (окалиной или ржавчиной), независимо от степени окисленности и зажиренности поверхности по ГОСТ 9.025—74:

механические: обработка сухим абразивом (дробеструйная, дробеметная, металлическим песком); обработка механизированным инструментом (проволочными щетками, шлифовальными машинками, иглофрезами);

химические: обезжиривание в водных щелочных растворах; обезжиривание в органических растворителях; травление в кислотах.

Подготовка поверхности может производиться:

а) на механизированных и автоматизированных технологических линиях очистки проката механическими или химическими методами с последующей консервацией поверхности на время изготовления конструкций; консервирующие покрытия не должны препятствовать сварке и в дальнейшем должны войти в систему лакокрасочного покрытия (грунтовки ВЛ-02, ВЛ-023, ЭФ-0121 и т. п.); после сварки конструкций в этом случае необходимо производить зачистку сварных швов и околошовной зоны под грунтование; очистка проката абразивом производится и перед нанесением металлизационных покрытий;

б) в тупиковых камерах дробеструйной очистки или в ваннах травления элементов и конструктивных отправочных марок после их сборки и сварки; подготовка поверхности готовых конструкций и отправочных марок на механизированных технологических линиях целесообразна только при условии достаточной повторяемости конфигураций и габаритов, а также доступности всей поверхности для обработки.

Кислотное травление допускается для собранных конструкций лишь при условии отсутствия карманов и зазоров, в которых может остаться электролит, и не допускается для конструкций из стали класса С70/60 и более высокой прочности. Кислотное травление на ЗМК рекомендуется как метод подготовки поверхности стальных конструкций под нанесение металлических (цинковых, алюминиевых) покрытий методом погружения в расплав. Сварные конструкции должны иметь в основном стыковые или угловые соединения. Нахлесточные соединения должны производиться только лобовыми или только фланговыми швами при гарантированном зазоре между элементами не менее 1,5 мм или при сплошной обварке по контуру.

Травление с последующим пассивированием, как и обработка сухим абразивом, обеспечивает вторую степень очистки поверхности по ГОСТ 9.025—74; обработка механизированным инструментом при наличии прокатной окалины на поверхности конструкций, — как правило, только третью степень. Главой СНиП II-28-73 эта степень очистки поверхности допускается только для конструкций, эксплуатируемых в слабоагрессивных и неагрессивных средах.

Очистка ручными щетками поверхности конструкций, покрытой прокатной окалиной или толстым слоем ржавчины, не обеспечивает степени очистки выше четвертой и может быть допущена только для конструкций, предназначенных для эксплуатации в неагрессивных средах.

Полное удаление продуктов коррозии почти в 5 раз увеличивает срок службы лакокрасочных покрытий (табл. 40.1).

Очистка от окислов поверхности рулонных материалов (тонколистовая оцинкованная сталь, алюминий) перед нанесением полимерных покрытий в заводских условиях производится специальными методами. Легкий налет продуктов коррозии, который может быть на поверхности листа, снимается пластинами из вспененного нейлона с вкраплениями абразива или сменными щетками. За удалением продуктов коррозии следуют промывка, фосфа-

Таблица 40.1. **Влияние метода подготовки поверхности стального проката на долговечность лакокрасочных покрытий в слабоагрессивной среде на открытом воздухе**

Методы подготовки поверхности под окраску	Срок службы покрытия в годах	
	двухслойного	четырехслойного
Очистка сухим абразивом	6,3	10,3
Травление	4,6	9,6
Очистка ручными металлическими щетками	1,2	2,3

тирование, пассивирование и сушка поверхности.

Обезжиривание конструкций перед окраской, как правило, производится в тех случаях, когда металл не покрыт толстыми слоями окалины или ржавчины (холоднокатаная сталь, алюминий) или когда прокат уже защищен металлическими покрытиями, консервационными смазками, межоперационными или консервационными грунтовками (оцинкованная сталь, канаты, очищенный и законсервированный прокат). Зажиренные участки в этих случаях очищают органическими растворителями, не разрушающими уже имеющееся защитное покрытие. Исключение составляют случаи, когда необходимо обезжиривание поверхности, зажиренной до первой или второй степени (ГОСТ 9.025—74), а также перед очисткой от ржавчины ручным или механизированным инструментом или перед кислотным травлением.

В тех случаях, когда подготовка поверхности и нанесение покрытий выполняются полностью на монтажных площадках, например при защите от коррозии рулонируемых конструкций негабаритных резервуаров, очистку поверхности от окислов необходимо производить сухим абразивом.

40.3. ЗАЩИТА СТАЛЬНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОТ КОРРОЗИИ МЕТАЛЛИЧЕСКИМИ ПОКРЫТИЯМИ

40.3.1. Горячее цинкование и алюминирование

Процесс нанесения покрытия основан на погружении сварных конструкций или проката в расплавленный металл. Толщина покрытия на конструкциях из толстолистового или профильного проката колеблется в широких пределах (60—200 мкм) и зависит от продолжительности нанесения покрытий, состава ванны, температуры расплавленного металла или сплава, конструктивной формы и скорости извлечения конструкций из ванны. Процесс отличается простотой технологии и высокой производительностью.

Возможные ограничения в применении горячего цинкования или алюминирования связаны:

1) с ограниченными габаритами ванн (в настоящее время глубина вертикальных ванн для цинкования в СССР достигает 7 м, размеры зеркала ванны — до 2×2 м); более перспективны горизонтальные ванны, длина которых может достигать 20 м;

2) с возможным короблением при нагреве сварных элементов замкнутого сечения и тонкостенных конструкций;

3) с невозможностью получать равномерное покрытие в нахлесточных соединениях, если не обеспечен зазор между элементами не менее 1,5 мм или не выполнена обварка по контуру.

40.3.2. Металлизационные покрытия

Металлизационные покрытия могут быть нанесены как на технологических линиях или в камерах в заводских условиях, так и на монтажных площадках, на воздухе. Процесс заключается в распылении расплавленного металла по очищенной от окислов поверхности проката или конструкций. Скорость коррозии металлизационных покрытий в несколько раз выше, чем скорость коррозии покрытий из соответствующего металла, полученных методом погружения в расплав, а расход металла значительно больше. Поэтому металлизационные покрытия в слабоагрессивных средах рекомендуется применять для конструкций, которые нетехнологично защищать методом погружения в расплав. Металлизация готовых решетчатых конструкций вообще нецелесообразна из-за непроизводительных потерь металла.

При малых толщинах металлизационное покрытие пористое, а получение толстых слоев (150—300 мкм) при ручном нанесении покрытия — длительный процесс; поэтому необходима механизация работ на линиях. Эффективность металлизации трубчатых и листовых конструкций на линиях по расходу материалов и производительности труда сопоставима с эффективностью горячего цинкования или алюминирования.

Преимущества металлизационных покрытий, наносимых распылением, по сравнению с покрытиями, полученными погружением в расплав, следующие:

1) можно получать практически любую заданную толщину; поэтому особенно целесообразно применять металлизационное покрытие как подслой под лакокрасочное покрытие для конструкций, эксплуатируемых в средне- или сильноагрессивных средах;

2) покрытия можно наносить на конструкции любых габаритов, в том числе после монтажа;

3) легко получать металлизационное покрытие заданного состава, например алюминий с 10% цинка — псевдосплав, рекомендуемый для защиты от коррозии внутренней поверхности стальных дымовых труб при температуре газов до 400° С или двух- и трехслойное покрытие с заданными свойствами каждого слоя.

40.3.3. Гальванические покрытия

Гальваническим методом наносят на поверхность стали цинковые, кадмиевые, хромовые и другие металлические покрытия. Гальванические покрытия получают посредством выделения металлов из растворов или расплавов солей под действием электрического тока. Метод применяется для защиты относительно мелких элементов. Толщина гальванического покрытия обычно не превышает 20 мкм в зависимости от материала покрытия. Заданную толщину покрытия можно регулировать с точностью до нескольких микрометров.

40.4. ЗАЩИТА ОТ КОРРОЗИИ СТАЛЬНЫХ И АЛЮМИНИЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЛАКОКРАСОЧНЫМИ МАТЕРИАЛАМИ

Лакокрасочное покрытие в большинстве случаев состоит из грунтовки и покрывных слоев. Грунтовочные слои (первые слои лакокрасочного покрытия, наносимые непосредственно на защищаемую поверхность) обеспечивают адгезию всего покрытия, в отдельных случаях — протекторную защиту стали, а при современной технологии производства — полную защиту конструкций на период транспортировки, хранения и монтажа (в среднем — 6 мес). Состав грунтовки определяется материалом защищаемой поверхности (сталь, оцинкованная сталь, алюминиевые сплавы) и качеством подготовки поверхности с учетом степени агрессивного воздействия среды, в которой эксплуатируются конструкции. Покрывные слои обеспечивают барьерную защиту и непроницаемость всей системы покрытия для внешней среды, а также придают конструкциям хороший внешний вид. При выборе грунтовок и покрывных материалов, составляющих систему лакокрасочного покрытия, должна быть предусмотрена их совместимость, т. е. адгезия между покрывными материалами и данной грунтовкой.

Лакокрасочные материалы наносят пневматическим или безвоздушным распылением, струйным обливом, окунанием, кистью. Преимущества и недостатки каждого метода подробно описаны в «Руководстве по защите строительных металлоконструкций, работающих в агрессивных средах и различных климатических условиях» (М., Стройиздат, 1974). На ЗМК целесообразно бо́льшую часть слоев покрытия наносить на технологических линиях; на монтажной площадке в этом случае наносят только последний слой. Если же заводы выполняют только грунтование конструкций в 1—2 слоя, то для повышения защитной способности покрытия необходимо увеличивать общее число слоев (см. табл. 40.3).

Производительность труда может быть значительно повышена благодаря использованию тиксотропных материалов, при нанесении которых в 2 слоя можно получить покрытие толщиной свыше 150 мкм. Тиксотропные покрытия наносят одним из наиболее прогрессивных методов — безвоздушным распылением. К перспективным лакокрасочным материалам относятся также водорастворимые и водоэмульсионные грунтовки и эмали. Эти материалы могут быть нанесены любым из перечисленных выше методов и имеют существенное преимущество перед материалами на масляной или синтетической основе, связанное с пониженной токсичностью, взрыво- и пожароопасностью.

40.5. ЗАЩИТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ КОМБИНИРОВАННЫМИ МЕТАЛЛИЗАЦИОННО-ЛАКОКРАСОЧНЫМИ ПОКРЫТИЯМИ

Характерные особенности металлизационных покрытий — развитая поверхность (шероховатость) и пористость — обусловливают их способность резко повышать адгезию и долговечность лакокрасочных материалов. Учитывая, что толщину металлизационного подслоя и лакокрасочного слоя можно легко регулировать, эти покрытия рекомендуют для сред с повышенной степенью агрессивного воздействия (см. табл. 40.2). Ограничения в использовании металлизационных покрытий (п. 40.3.2) распространяются и на металлизационно-лакокрасочные покрытия.

40.6. ЭЛЕКТРОХИМИЧЕСКАЯ ЗАЩИТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Электрохимическую защиту необходимо применять в жидких средах и грунтах, имеющих достаточно высокую удельную электропроводность. Катодная защита обеспечивается от внешнего источника тока, протекторная — контактом защищаемых конструкций со специальными протекторами из сплавов алюминия с цинком и магнием (АМЦ), алюминия с цинком (АЦ5), а также цинка или магния.

Проект электрохимической защиты (расчет необходимого тока защиты, массы и числа протекторов или анодов, их расположения, методы контроля и т. д.) осуществляется специализированной организацией в соответствии с требованиями ГОСТ 9.015—74.

40.7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗАЩИТЫ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОТ КОРРОЗИИ

Общие затраты на защиту конструкций от коррозии складываются из первоначальных затрат в процессе изготовления и монтажа конструкций и затрат на восстановление покрытий при эксплуатации зданий и сооружений. Поэтому при выборе способа защиты конструкций целесообразно учитывать приведенные затраты на все работы.

В некоторых случаях для восстановления недолговечных покрытий необходимы длительные остановки производства, затра-

Таблица 40.2. **Защита стальных конструкций от коррозии**

Степень агрессивного воздействия среды на конструкции	Способы защиты от коррозии	
	несущих конструкций из углеродистой и низколегированной стали	ограждающих конструкций из оцинкованной стали
Неагрессивная	Лакокрасочные покрытия группы I без ограничения толщины слоя	Без защиты
Слабоагрессивная	а) Горячее цинкование или алюминирование б) Металлизационные покрытия (δ=120...180 мкм) в) Лакокрасочные покрытия группы I, II или III	а) Без защиты (при толщине цинкового покрытия 40 мкм) б) Лакокрасочные покрытия группы II или III при толщине цинкового покрытия 20 мкм
Среднеагрессивная	а) Горячее цинкование или алюминирование с последующим нанесением лакокрасочных покрытий группы II или III б) Электрохимическая защита (в жидких средах) в) Металлизационные покрытия (δ=120...180 мкм) с последующим нанесением лакокрасочных покрытий группы II, III или IV г) Лакокрасочные покрытия группы II, III или IV д) Металлизационные покрытия (δ=200...250 мкм)*	Полимерные покрытия на панелях заводского изготовления
Сильноагрессивная	а) Металлизационные покрытия (δ=200..250 мкм) с последующим нанесением лакокрасочных покрытий группы IV б) Электрохимическая защита (в жидких средах) в) Лакокрасочные покрытия группы IV	

* При металлизации алюминием δ=250...300 мкм.

Примечание. В среднеагрессивных и сильноагрессивных средах, содержащих сернистый ангидрид, сероводород и окислы азота по группам газов Б, В и Г, защитные покрытия из алюминия обладают в 1,5—2 раза более высокой коррозионной стойкостью, чем покрытия из цинка.

ты на которые могут превысить стоимость ремонта. В табл. 40.2 приведенные затраты на защиту конструкций от коррозии возрастают от поз. «а» к поз. «д».

Защита лакокрасочными материалами, как правило, требует наибольших затрат в силу необходимости частого восстановления покрытия. Тем не менее эти покрытия применяются наиболее широко, в первую очередь благодаря низким первоначальным затратам. Группа и толщина лакокрасочного покрытия приведены в табл. 40.3, рекомендуемые лакокрасочные материалы — в табл. 40.4.

Выбор системы лакокрасочного покрытия производится следующим образом. Допустим, необходимо защитить несущие конструкции неотапливаемого здания в сухой зоне влажности при концентрации агрессивных газов по группе Б (см. табл. 38.2) и наличии внутри здания малорастворимой пыли (см. табл. 38.4). Степень агрессивного воздействия среды оценивается как слабоагрессивная (ср. табл. 38.3 и 38.5); по табл. 40.3 необходимо назначить покрытие, состоящее из химически стойких материалов группы III: 1—2 слоя грунтовки и 2 слоя эмали. Затем по табл. 40.4 находят соответствующую грунтовку, имеющую адгезию к стали, например ФЛ-03К, и эмаль, совместимую с этой грунтовкой, например ХВ-124.

40.8. ЗАЩИТНО-ДЕКОРАТИВНАЯ ОТДЕЛКА АЛЮМИНИЯ

Электрохимическое анодирование на толщину 8—20 мкм применяют для защиты от коррозии в среднеагрессивных средах элементов клепаных конструкций из алюминия, а также для декоративной отделки конструкций, предназначенных для слабоагрессивных и неагрессивных сред. При эксплуатации конструкций в сильноагрессивных средах они должны быть дополнительно окрашены материалами группы IV по табл. 40.4 при толщине слоя лакокрасочного покрытия не менее 70 мкм. В табл. 40.5 приведены составы наиболее широко применяемых электролитов и режимы окисления для получения защитных анодных пленок.

Для повышения защитных свойств покрытий производится наполнение анодных пленок (табл. 40.6).

Оксидная пленка толщиной 0,5—2 мкм на алюминии и его сплавах может быть получена химическим путем — погружением

Таблица 40.3. Группы и толщины лакокрасочных покрытий для защиты стальных конструкций от коррозии

Условия эксплуатации конструкций		Степень агрессивного воздействия среды	Группы лакокрасочных покрытий (римские цифры), индекс материала по табл. 40.4 (буквы), число покрывных слоев (арабские цифры) и общая толщина лакокрасочного покрытия, включая грунтовку, мкм (в скобках), наносимые на поверхности			
			из углеродистой или низколегированной стали	из оцинкованной стали	с цинковыми или алюминиевыми покрытиями (горячее цинкование или алюминирование)	с цинковыми или алюминиевыми покрытиями (металлизация распылением)
Внутри отапливаемых и неотапливаемых зданий	Помещения с газами группы А	Слабоагрессивная	IIп-2(55)[1]	IIп-2(40)[2]	Без лакокрасочного покрытия	
		Среднеагрессивная	IIа-4(110)	По табл. 40.2	IIа-2(60)	IIа-2(60)
	Помещения с газами групп Б—Г	Слабоагрессивная	IIIх-2(60)	IIIх-2(60)[2]	Без лакокрасочного покрытия	
		Среднеагрессивная	IIIх-4(110)[3]	По табл. 40.2	IIIх-4(110)	IIIх-2(60)
		Сильноагрессивная	IVх-7(180)			IVх-5(130)
На открытом воздухе и под навесами	Газы группы А	Слабоагрессивная	Iа-2(55)[4]	IIа-2(40)[2,4]	Без лакокрасочного покрытия	
		Среднеагрессивная	IIIа-3(80)[3,4]	По табл. 40.2	IIа, IIIа-2(60)[4]	IIа, IIIа-2(60)[4]
	Газы групп Б—Г	Слабоагрессивная	IIа-2(55)[4]	IIа-2(40)[2]	Без лакокрасочного покрытия	
		Среднеагрессивная	IIIа-3(80)[3]	По табл. 40.2	IIIа-2(60)	IIIа-2(60)
		Сильноагрессивная	IVа-5(130)[3]	—	—	IVа-3(80)
В жидких органических и неорганических средах[5]		Слабоагрессивная	II, III-3(80)	—	II, III-2(60)	II, III-2(60)
		Среднеагрессивная	IV-5(130)	—	IV-3(80)	IV-3(80)
		Сильноагрессивная	—	—	Не применять	IV-5(130)

[1]) При относительной влажности воздуха выше 80% или в условиях конденсации влаги — IIа-2(40).
[2]) При толщине цинкового покрытия 40 мкм — без лакокрасочного покрытия; при толщине 20 мкм допускается окраска через 8—10 лет после монтажа.
[3]) При нанесении эмалей перхлорвиниловых и на сополимерах винилхлорида число слоев увеличивается на один, а толщина покрытия — на 20 мкм.
[4]) Для защиты конструкций, находящихся под навесами, допускается применение лакокрасочных покрытий с индексом «ан» вместо индекса «а».
[5]) Покрытия должны быть стойкими к воздействию конкретных сред.

Примечание. Толщина лакокрасочного покрытия, приведенная в таблице, относится к конструкциям, огрунтованным в один слой и полностью или частично окрашенным на заводе; при нанесении всех покрывных слоев на монтажной площадке огрунтовка должна предусматриваться: для слабоагрессивных сред — в два слоя (один слой на ЗМК и один слой на монтажной площадке грунтовками групп, указанных в таблице); для среднеагрессивных и сильноагрессивных сред — в два слоя на ЗМК грунтовками групп, указанных в таблице; под покрывные материалы IV группы допускается предусматривать огрунтовку конструкций на ЗМК грунтовкой ФЛ-ОЗК (III группы), при этом на монтажной площадке необходимо наносить 3-й слой той же грунтовки, 4-й слой грунтовки на сополимерах винилхлорида или перхлорвиниловой IV группы и покрывные слои по рекомендациям таблицы, но не более 5.

Таблица 404. **Перечень лакокрасочных материалов, рекомендуемых для защиты стальных и алюминиевых конструкций**

Типы связующего	Марка материала	ГОСТ, ТУ	Индекс покрытия	Примечания
		Группа I		
Пентафталевые	Лаки ПФ-170 и ПФ-171 (б. лак 170 и лак 170А) с 10—15% алюминиевой пудры по ГОСТ 5494-71	ГОСТ 15907-70	а, ан, п, т	Наносятся по грунтовкам ГФ-021, ГФ-0119, ГФ-0163, ПФ-020 или без грунтовки; как термостойкие до 300° С наносятся без грунтовки
	Эмали ПФ-115	ГОСТ 6465-76	а, ан, п	Наносятся по грунтовкам группы I
	Эмали ПФ-133	ГОСТ 926-63*	а, ан, п	То же
	Эмаль ПФ-1126 (быстросохнущая)	ТУ 6-10-1540-76	а, ан, п	»
	Эмали ПФ-1189 (быстросохнущие)	ТУ 6-10-11-169-28-77	а, ан, п	Наносятся без грунтовки
	Грунтовка ПФ-020* (б. ПФ-046)	ГОСТ 18186-72		Под эмали и краски группы I
	Грунтовка ПФ-0142* (быстросохнущая)	ТУ 6-10-1698-78		Под атмосферостойкие эмали групп I и II
Глифталевые	Грунтовка ГФ-021*	ТУ 6-10-1642-77		Под эмали группы I, допускается под перхлорвиниловые и сополимерные эмали групп II и III
	Грунтовка ГФ-0119*	ТУ 6-10-1399-77		То же
	Грунтовка ГФ-0163* (б. ГФ-032гс)	ОСТ 6-10-409-77		»
	Грунтовка ГФ-017*	ТУ 6-10-1185-76		То же, для конструкций, монтируемых или эксплуатируемых при расчетной температуре ниже —40° С
	Лак ГФ-296Г	ТУ 6-10-1490-75		Для обратной стороны рулонной оцинкованной стали, окрашиваемой на специальных линиях
Алкидноуретановые	Эмаль УРФ-1128 (быстросохнущая)	ТУ 6-10-1421-76	а, ан, п	Наносится по грунтовкам группы I
Алкидностирольные	Грунтовка МС-0141* (быстросохнущая)	ТУ 6-10-1568-76		Под атмосферостойкие эмали групп I и II
	Грунтовка МС-067* (быстросохнущая)	ТУ 6-10-789-74		Для межоперационной консервации стального проката с последующим перекрытием эмалями или грунтовками и эмалями
Эпоксиэфирные	Грунтовка ЭФ-0121* (быстросохнущая)	ТУ 6-10-1499-75		
Масляные	Краски масляные и алкидные цветные густотертые для внутренних работ	ГОСТ 695-77	п	Небностойкие, не рекомендуются для производственных сельскохозяйственных зданий
	Краски масляные цветные густотертые для наружных работ	ГОСТ 8292-75	а, ан	Наносятся по железному сурику на олифе «оксоль», грунтовкам ГФ-021, ПФ-020
	Железный сурик густотертый на олифе «оксоль»	ГОСТ 8866-76	—	Под масляные краски
Масляно-битумные	Лак БТ—577 с 15—20% алюминиевой пудры ПАП-2 по ГОСТ 5494-71	ГОСТ 5631-79	а, п, т	Наносится по грунтовкам ГФ-020, ПФ-020 или по металлу; как термостойкий — до 300—350° С при периодическом действии температур и до 200—250° С при длительном — наносится без грунтовки
		Группа II		
Фенольноформальдегидные	Грунтовка ФЛ-03К*	ГОСТ 9109-76		Под эмали групп II и III перхлорвиниловые, сополимерные, хлоркаучуковые
	Грунтовка ФЛ-03Ж	То же		То же, для алюминия и оцинкованной стали

Типы связующего	Марка материала	ГОСТ, ТУ	Индекс покрытия	Примечания
Полиакриловые и акрилсиликоновые	Грунтовки АК-069, АК-070 (б. АГ-3а, АГ-10с)	ОСТ 6-10-401-76		Для огрунтования алюминия и оцинкованной стали
	Эмали АС-1171 Эмали АС-5122	ТУ 6-10-16-93-79 ТУ 6-10-28-27-74	а, ан, п	Наносятся на оцинкованную тонколистовую сталь по специальной технологии на линиях окраски рулонного металла по специальной грунтовке ЭП-0200 перед профилированием
Полиэфирсиликоновые	Эмаль МЛ-1202	ТУ 6-10-800-6-77		
Поливинилбутиральные	Грунтовка ВЛ-02	ГОСТ 12707-77		Как фосфатирующая с последующим перекрытием грунтовками и эмалями для стали; для грунтования алюминия и промежуточная по оцинкованной стали
	Грунтовка ВЛ-023	То же		Для межоперационной консервации стального проката с последующим перекрытием грунтовками и эмалями
	Эмаль ВЛ-515	ТУ 6-10-1052-75	в, б, м	Как водостойкая наносится без грунтовок, как бензо- и маслостойкая — по грунтовке ВЛ-02
Хлоркаучуковые	Эмали КЧ-172 Эмаль КЧ-1108	МРТУ 6-10-819-69 ВТУ НЧ-20243-70	а, ан, п а, ан, п	Наносятся по грунтовкам ГФ-021, ФЛ-03К, ХС-010, ХС-068, ХВ-050
Перхлорвиниловые и на сополимерах винилхлорида	Эмали ХВ-16 Эмали ХВ-113 Эмали ХВ-110 (б. ХВ-113Т)	ТУ 6-10-1301-78 ГОСТ 18374-79 ГОСТ 18374-79	а, ан, п а, ан, п а, ан, п	Наносятся по грунтовкам ГФ-021, ГФ-0163, ФЛ-03К, ПФ-020 на сталь и грунтовкам ФЛ-03Ж и АК-070 на алюминий и оцинкованную сталь
	Эмали ХС-119 Эмали ХВ-124 и ХВ-125	ГОСТ 21824-76 ГОСТ 10144-74	а, ан, п	Наносятся по грунтовкам ГФ-021, ФЛ-03К, ПФ-020, ХВ-050, ХС-010
		Группа III		
Фенольноформальдегидные	Грунтовки ФЛ-03К,* ФЛ-03Ж	ГОСТ 9109-76	—	По группе II
Полиуретановые	Эмали УР-175	ТУ 6-10-682-76	а, х, ан, п	Наносятся по грунтовке УР-012
	Грунтовка УР-012*	МРТУ 6-10-680-67	—	Под эмаль УР-175
Хлоркаучуковые	Эмали КЧ-749	МРТУ 6-10-795-69	ан, х, п	Наносятся по грунтовкам ХС-010, ХС-068, ХВ-050
Эпоксидные	Эмали ЭП-773	ГОСТ 23143-78	хщ, м, х, ан, п	Наносятся по грунт-шпатлевке ЭП-0010 и по металлу; как маслостойкие — без грунтовки
	Эмали ЭП-140	ТУ 6-10-599-74	ан, х, п	Наносятся без грунтовки
	Эмаль ЭП-575	ТУ 6-10-1634-77	х	То же
	Эмаль ЭП-1155	ТУ 6-10-1504-75	а, ан, в, п	По грунтовке ЭП-057 или по металлу
	Протекторная грунтовка ЭП-057	ТУ 6-10-1117-75	—	Наносится по опескоструенной поверхности под эпоксидные, перхлорвиниловые и сополимерные эмали
	Грунт-шпатлевка ЭП-0010*	ГОСТ 10277-76	х, п, в, м, б	Под эпоксидные эмали и в качестве самостоятельного водо-маслохимстойкого и бензостойкого покрытия
	Грунтовка ЭП-0200	ТУ 6-10-12-83-76	—	Под акриловые, акрилсиликоновые и полиэфирсиликоновые эмали, наносимые на оцинкованную рулонную сталь на специальных линиях перед профилированием
Перхлорвиниловые и сополимерные	Эмали ХВ-1100 (б. ПХВ)	ГОСТ 6993-70	а, ан, п, х	Наносятся по грунтовкам ХС-010, ХС-068, ХВ-050, ХС-059, ГФ-021, ГФ-0163, ФЛ-03К, ПФ-020 на сталь и грунтовкам АК-069, АК-070, ФЛ-03Ж на оцинкованную сталь и алюминий
	Эмали ХВ-124 и ХВ-125	ГОСТ 10144-74	а, ан, п, х	

Типы связующего	Марка материала	ГОСТ, ТУ	Индекс покрытия	Примечания
	Грунтовка ХВ-050*	ОСТ 6-10-314-74		Под перхлорвиниловые и сополимерные эмали для покрытий, стойких в атмосфере с газами групп Б—Г, а также под покрытия, стойкие в жидких средах. Наносятся по опескоструенной поверхности
	Грунтовка ХС-010*	ГОСТ 9355-60		
	Грунтовка ХС-068*	ТУ 6-10-820-75		
	Грунтовка ХС-059*	ТУ 6-10-1115-75		
	Эмаль ХС-717	ТУ 6-10-961-76	м, б, в	Наносится по грунтовкам ХС-010, ВЛ-023 и без грунтовки
Кремнийорганические	Эмаль КО-198	ТУ 6-02-841-74	а, х, т, ан, п	Наносится по опескоструенной поверхности без грунтовки. Покрытие стойко к перепаду температур от —60° С до +300° С
	Эмали КО-811	ГОСТ 23122-78	г	Наносятся по фосфатированной или опескоструенной поверхности без грунтовки Стойки к воздействию температуры до +400° С
	Эмаль КО-813	ГОСТ 11066-74	а, ан, м, т, п	Наносится по грунтовкам ГФ-021, ФЛ-03К, ГФ-0163, ПФ-020, как маслостойкая и термостойкая до +300° С наносится без грунтовки
		Группа IV		
Перхлорвиниловые и на сополимерах винилхлорида	Эмали ХВ-785 (б. ХСЭ)	ГОСТ 7313-75*	хк, хщ, в	Наносятся по грунтовкам ХС-010, ХС-068, ХВ-050. В сельскохозяйственном строительстве допускаются только для складов удобрений
	Лак ХВ-784 (б. ХСЛ)	ГОСТ 7313-75	хк, хщ, в	Наносится на эмали ХВ-785 для повышения химстойкости. Как водостойкий наносится по грунтовке ХС-010
	Эмаль ХС-710	ГОСТ 9355-60	хщ, хк, в	Наносится по грунтовке ХС-010. Стойка к действию 40%-ного раствора щелочи
	Лак ХС-76	ГОСТ 9355-60	хк, хщ, в	Наносится по грунтовке ХС-010 и эмали ХС-710
	Эмаль ХС-759	ТУ 6-10-1115-75	хщ, хк, в	Наносится по грунтовке ХС-059
	Эмаль ХС-717	ТУ 6-10-961-76	б, м, в	Наносится по грунтовкам ХС-010, ВЛ-023 или без грунтовки
	Лак ХС-724	ТУ 6-10-1115-75	хщ, хк	Наносится на эмаль ХС-759 для повышения химической стойкости
	Грунтовка ХС-010*	ГОСТ 9355-60	—	Под перхлорвиниловые и сополимерные эмали для покрытий, стойких в атмосфере с газами групп Б—Г, а также под покрытия, стойкие в жидких средах.
	Грунтовка ХС-068*	ТУ 6-10-820-75	—	
	Грунтовка ХС-059*	ТУ 6-10-1115-75	—	
	Грунтовка ХВ-050*	ОСТ 6-10-314-74	—	Наносятся по опескоструенной поверхности
Эпоксидные	Грунт-шпатлевка ЭП-0010	ГОСТ 10277-76	х, в, м, б, п	Под эмаль ЭП-773 и как водостойкое, химстойкое, маслостойкое и бензостойкое покрытие
	Эмали ЭП-773	ГОСТ 23143-78	хщ, м, х, ан, п	Наносятся по грунт-шпатлевке ЭП-0010, как маслостойкие без грунтовки
	Эмаль ЭП-575	ТУ 6-10-1634-77	х	Наносится без грунтовки
	Протекторная грунтовка ЭП-057	ТУ 6-10-1117-75		Под эпоксидные, перхлорвиниловые и сополимерные эмали, наносится по опескоструенной поверхности
	Эмаль ЭП-1155 (толстослойная)	ТУ 6-10-1504-75	а, ан, в, п	По грунтовке ЭП-057 или без грунтовки
	Эмаль ЭП-5116 (толстослойная)	ТУ 6-10-1369-78	в, х	Наносится по опескоструенной поверхности

Значения индексов. а — покрытия, стойкие на открытом воздухе; ан — то же, под навесами; п — то же, в помещениях; х — химически стойкие; т — термостойкие; м — маслостойкие; в — водостойкие; хк — кислотостойкие, хщ — щелочестойкие; б — бензостойкие

* На конструкции из алюминия, оцинкованной стали и поверх металлических покрытий наносится только по фосфатирующей грунтовке ВЛ-02.

Таблица 40.5. Электролиты и режимы анодирования алюминия

№ п. п.	Электролит	Содержание, г/л	Анодная плотность тока, А/дм²	Напряжение на ванне, В	Температура, °С	Продолжительность анодирования, мин
1	Серная кислота	180—200	1—2	10—20	15—23	10—50
2	Хромовый ангидрид	30—50	0,25—0,4	40	37±2	35
3	Щавелевая кислота	20—100	1,5	40—60	30	40
4	Серная кислота Щавелевая кислота	180—200 10	1—2	10—20	20±5	10—50

Таблица 40.6. Составы и режимы для уплотнения анодных покрытий

№ п. п.	Состав раствора			Режим обработки	
	компоненты	концентрация	pH	температура, °С	продолжительность, мин
1	Вода дистиллированная	—	5,5—6,5	98—100	20—60*
2	Двухромовокислый калий или натрий	35—40	6—7	90—95	20—30
3	Уксуснокислый никель Уксуснокислый кобальт Борная кислота	5,6 1 8,4	5—5,5	90	15—20

* Продолжительность наполнения в зависимости от толщины анодной пленки:
20—25 мин — для пленок толщиной 8—10 мкм
45 » — » » » 15 »
60 » — » » » 20—25 »

деталей в растворы хроматов щелочных металлов. Оксидная пленка, полученная химическим способом, мягка, не обладает достаточной стойкостью, легко истирается. Пленки, полученные химическим путем, применяются как межоперационная защита либо служат подслоем под лакокрасочные покрытия.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Баранов Ф. И.** Металлизация и ее применение в промышленности. Горький, 1971.
2. **Вольберг Ю. Л.** Особенности проектирования коррозионно-стойких металлических конструкций. — Науч. тр./Моск. инж.-строит. ин-т. — Металлические конструкции, 1975, № 119.
3. **Голубев А. И.** Антикоррозионная защита металлических конструкций. Обзор/ЦИНИС Госстроя СССР, 1975.
4. **Голубев А. И., Кадыров М. Х.** Прогнозирование коррозии металлов в атмосферных условиях, ГосИНТИ, 1967, № 367—487/13.
5. **Голубев А. И., Шляфирнер А. М.** Защита металлических конструкций от коррозии. — Бюллетень строительной техники, 1972, № 1.
6. Долговечность металлоконструкций высотных сооружений в промышленном городе/А. М. Шляфирнер, А. М. Симонов, В. М. Альперин, В. К. Петренко. — Промышленное строительство, 1972, № 12.
7. **Дятлова В. Н.** Коррозионная стойкость металлов и сплавов/Справочник. М., «Машиностроение», 1964.
8. **Заикин Б. Б., Голубев А. И.** Коррозия железа и цинка в полузакрытых помещениях. — Защита металлов, 1972, т. 8, № 5.
9. **Зиневич А. И., Глазков В. И., Котик В. Г.** Защита трубопроводов и резервуаров от коррозии. М., «Недра», 1975.
10. **Кикин А. И., Флакс В. Я.** К учету влияния местной коррозии на несущую способность алюминиевых конструкций при растяжении. — Изв. высш. учеб. заведений. Сер. стр-во и арх., 1975, № 12.
11. Коррозионное растрескивание нефтезаводской аппаратуры под действием щелочных сред/И. С. Шпарбер, А. В. Шрейдер, В. Г. Дьяков, Э. М. Холина. — В сб.: Эксплуатация, модернизация и ремонт оборудования, 1972, № 2.
12. **Кошин И. И., Харламов И. В.** О влиянии принципа концентрации материала на коррозионную стойкость строительных ферм промышленных зданий. — Изв. высш. учеб. заведений. Сер. стр-во и арх., 1976, № 3.
13. **Кречмар Э.** Напыление металлов, керамики, пластмасс, М., Машиностроение, 1966.
14. Лакокрасочные покрытия/Под ред. Е. Н. Владычиной. М., «Химия», 1972.
15. Низколегированная коррозионно-стойкая сталь для строительных металлических конструкций/А. М. Шляфирнер, А. И. Голубев, Г. П. Якубова, Н. И. Сотсков. — В сб.: Коррозионно-стойкие металлические конструкционные материалы и их применение в народном хозяйстве, 1974, МДНТП.
16. О коррозионных и коррозионно-механических повреждениях стальных конструкций в атмосферных условиях/С. Г. Веденкин, В. В. Добролюбов, Л. М. Михайлова, Г. М. Молгина. — Тр. III Международного конгресса по коррозии металлов, 1968, т. 4.
17. Рекомендации по выбору технологических процессов окраски строительных металлоконструкций, не подвергающихся воздействию агрессивных сред. М., ЦБНТИ, 1972.
18. Рекомендации по защите от коррозии стальных и железобетонных строительных конструкций лакокрасочными покрытиями. М., Стройиздат, 1973.
19. Розенфельд И. Л. Коррозия и защита металлов, М., «Металлургия», 1970.
20. Руководство по защите строительных металлоконструкций, работающих в агрессивных средах и различных климатических условиях. М., Стройиздат, 1974.
21. **Фрие В., Темперлинг Р., Швенк В.** Коррозия под напряжением доменных воздухонагревателей. — Черные металлы, № 17, 14 августа 1975 г. М., «Металлургия», 1976.
22. **Чернашкин В. Г., Бабаева А. Е.** Коррозия и защита строительных сталей в естественных условиях. М., 1958.
23. **Шляфирнер А. М.** Исследование влияния коррозии на выносливость строительной стали. — Материалы по металлическим конструкциям, 1970, вып. 15.
24. **Шляфирнер А. М., Якубова Г. П., Голубев А. И.** Коррозия под напряжением алюминиевых сплавов системы Al—Zn—Mg для сварных строительных конструкций. ФХММ, 1974, т. 10, № 3.
25. Edited Proc. 6th Int. Conf. Hot Dip Galvaniz., 1970. Düsseldorf, 1971.
26. **Saarinen A. V.** The effect of microstructure on the HAZ corrosion of shipbuilding steel, Proc. ICSTIS, Section 6. Trans. ISIG, t. 11, 1971.
27. **Schmitt R. J., Gallaher W. P.** Unpainted high-strength low-alloy steel, Mater. Protect., 1969, t. 8, № 12.

РАЗДЕЛ XII
УЧЕТ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ТРЕБОВАНИЙ ТЕХНОЛОГИЧНОСТИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ, ТРАНСПОРТИРОВАНИЯ, МОНТАЖА И ЭКОНОМИКИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

ГЛАВА 41. ТЕХНОЛОГИЧНОСТЬ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

41.1. ОБЩИЕ ПОНЯТИЯ И УСЛОВИЯ ТЕХНОЛОГИЧНОСТИ

Технологичность стальных конструкций — совокупность свойств, проявляемых в возможности минимальных затрат труда, средств, материалов и времени при изготовлении, транспортировании, монтаже и эксплуатации по сравнению с соответствующими показателями однотипных конструкций того же назначения.

Отработка конструкций на технологичность — это комплекс мероприятий по обеспечению в рабочих проектах (КМ) и деталировочных чертежах (КМД) необходимого уровня технологичности конструкции, достижение оптимальных качественных и количественных характеристик по изготовлению, транспортированию, монтажу и эксплуатации.

При отработке конструкции на технологичность рекомендуется учитывать следующие основные требования.

1. Достижение наименьшей стоимости и экономного расхода металла путем применения наиболее экономичных профилей проката, эффективных марок и надлежащих категорий поставки сталей, а также применения металлопроката стандартных размеров.

2. Учет в проекте предпосылок, обеспечивающих минимальные сроки изготовления и монтажа конструкций при наименьшей стоимости выполнения работ. Это общее условие технологичности предопределяет: максимальную типизацию конструктивных элементов и применение нормализованных деталей; выполнение наибольшего числа операций по сборке и сварке на заводе-изготовителе; выполнение на монтажной площадке укрупнительной сборки и сварки элементов конструкций до подъема и установки их в проектное положение.

3. Выработка таких конструктивных решений, при которых сварные швы и болтовые соединения располагались бы в местах, удобных для производства работ и доступных для контроля качества в процессе изготовления и монтажа, а также при эксплуатации сооружения.

4. Создание условий для выполнения сварки всех швов с наименьшими остаточными сварочными напряжениями и деформациями, учитывая, что особенно велики сварочные напряжения в местах пересечений и концентрации швов, а сварочные деформации возникают в случаях резко несимметричных сечений или несимметричного относительно нейтральной оси расположения сварных швов.

5. Рациональная разбивка сооружения на транспортабельные отправочные элементы.

6. Учет влияния допусков, установленных соответствующими нормативными документами на металлопрокат, изготовление и монтаж конструкций, на конечную точность геометрической формы и размеров сооружения. Для соблюдения этого условия технологичности применяют: конструкции монтажных узлов, способных погашать неточности проката, изготовления и монтажа; в необходимых случаях повышенную точность изготовления деталей и элементов конструкций путем строжки деталей, фрезерования торцов и других операций.

7. Обеспечение надежной эксплуатации в течение всего срока службы сооружения, минимальных затрат на ремонты при эксплуатации, возможности реконструкции или усиления конструкций. Для зданий и сооружений, в которых возможен рост нагрузок при эксплуатации, конструктивные решения должны обеспечивать возможность быстрой и экономичной реконструкции и усиления конструктивных элементов и узлов без прекращения эксплуатации и, как правило, без демонтажа конструкций.

8. В проекте стальных конструкций должны быть обеспечены предпосылки для применения такой технологии изготовления и таких способов монтажа, которые не снижали бы усталостной прочности и несущей способности конструкции и не вызывали склонности к хрупким разрушениям.

41.2. ПОКАЗАТЕЛИ ТЕХНОЛОГИЧНОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Для строительных стальных конструкций основными показателями технологичности являются: трудоемкость изготовления и монтажа как суммарные затраты труда для выполнения технологических процессов заводом-изготовителем и монтажной организацией; себестоимость конструкций в деле, включающая стоимость изготовления, транспортирования и монтажа (см. гл. 44).

Расчетные показатели технологичности, полученные для данного проекта, сравнивают с базовыми показателями.

Для определения базового показателя трудоемкости в условиях конкретного заво-

Таблица 41.1. **Коэффициенты k_c увеличения трудоемкости изготовления строительных стальных конструкций из сталей повышенной и высокой прочности**

Конструкции	k_c для классов стали						
	С38/23	С44/29	С46/33	С52/40	С60/45	С70/60	С85/70
Фермы из уголков	1	1,09	1,13	1,23	1,30	1,40	1,53
Фермы из труб	1	1,08	1,15	1,26	1,33	1,47	1,62
Колонны решетчатые	1	1,12	1,19	1,29	1,37	1,48	1,67
Колонны сплошного сечения	1	1,08	1,12	1,21	1,27	1,37	1,50
Балки сварные	1	1,09	1,13	1,24	1,32	1,44	1,60
Балки клепаные	1	1,05	1,08	1,13	1,18	1,26	1,43
Резервуары и газгольдеры	1	1,07	1,11	1,20	1,28	1,38	1,56
Кожухи воздухонагревателей	1	1,08	1,12	1,21	1,28	1,39	1,62
Кожухи доменных печей	1	1,05	1,07	1,13	1,19	1,25	1,39
Башни	1	1,13	1,21	1,32	1,40	1,56	1,73
Мачты	1	1,12	1,22	1,36	1,46	1,64	1,83
Пролетные строения мостов решетчатые	1	1,07	1,11	1,18	1,23	1,32	1,50
Пролетные строения мостов сплошного сечения	1	1,05	1,08	1,12	1,17	1,25	1,41

да металлоконструкций следует использовать выражение

$$T_{\text{н}}^{\text{б}} = k_{\text{т}} T_{\text{и}}^{0}, \qquad (41.1)$$

где $k_{\text{т}}$ — коэффициент трудоемкости по Прейскуранту № 01-09; $T_{\text{и}}^{0}$ — показатель трудоемкости изготовления стальной конструкции, принятый за единицу ($k_{\text{т}}=1$), в условиях конкретного завода металлоконструкций. Например, при $T_{\text{н}}^{0}=10$ чел.-ч базовая трудоемкость изготовления стропильной фермы пролетом 30 м из холодногнутых профилей из стали класса С38/23 при расчетной нагрузке 50 кН/м и $k_{\text{т}}=2{,}05$ (п. 94 Прейскуранта № 01-09) будет

$$T_{\text{н}}^{\text{б}} = 2{,}05 \cdot 10 = 20{,}5 \text{ чел.-ч.}$$

Если принятый в проекте класс стали отличается от указанного в Прейскуранте № 01-09, приведенные в нем коэффициенты трудоемкости $k_{\text{т}}$ следует умножать на коэффициент $k_{\text{с}}$, принимаемый по табл. 41.1 (составлена по данным А. Ф. Кузнецова).

41.3. МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТРУДОЕМКОСТИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ[1]

Технология изготовления конструкций оценивается главным образом трудоемкостью выполнения основных операций, а вспомогательное время остается почти постоянным. Поэтому в приводимой ниже методике определяются трудовые затраты только на основные операции.

В процессе проектирования, когда технология изготовления деталей, сборки и сварки элементов конструкций еще детально не проработана, трудоемкость изготовления может быть определена ориентировочно по эмпирическим зависимостям на основе следующих параметров, характеризующих отправочную марку:

X_1 — наибольшая длина отправочной марки, м;
X_2 — масса отправочной марки, кг;
X_3 — масса наплавленного металла $0{,}01X_2$;
X_4 — длина сварных швов в метрах, приведенная к шву с катетом 6 мм;
X_5 — общее число деталей в отправочной марке;
X_6 — число однотипных отправочных марок;
X_7 — расчетная нагрузка: на фермы 0,1 Н/м² при шаге ферм 6 м, на колонны и подкрановые балки 0,1 кН/м².

Ниже приводится несколько способов определения трудоемкости изготовления отправочной марки в зависимости от того, какие параметры известны на данной стадии проектирования.

Способ 1. Если известны все параметры (X_1—X_7), то для определения трудоемкости изготовления $T_{\text{и}}$ элемента конструкций отправочной марки стропильной фермы используется зависимость

$$T_{\text{и}} = 7\Pi_1, \qquad (41.2)$$

где Π_1 определяется по формулам:

$$\Pi_1 = 0{,}057\, \Pi_2^{0,077}\, \Pi_3^{-0,45}\, \Pi_4^{-0,186}; \qquad (41.3)$$

$$\Pi_2 = \frac{X_5}{X_6}; \quad \Pi_3 = \frac{X_1^3 X_3 X_7}{X_2^2 X_4}; \quad \Pi_4 = \frac{X_2 X_3}{X_4 X_1^3 X_7^2}.$$

Способ 2. Если известна только часть параметров (X_2, X_4, X_5), то трудоемкость изготовления может быть вычислена по формуле

$$T_{\text{и}} = aX_2^{b_1} X_4^{b_2} X_5^{b_3}. \qquad (41.4)$$

Значения a, b_1, b_2, b_3 приведены в табл. 41.2.

Таблица 41.2 **Значения коэффициентов для определения трудоемкости по способу 2**

Конструкция	a	b_1	b_2	b_3
Стропильная ферма	0,029	0,583	0,218	0,218
Колонна	0,051	0,567	0,220	0,148
Подкрановая балка	0,024	0,731	0,160	0,050

Для данного сочетания известных параметров трудоемкость изготовления может

[1] Изложенная методика основана на временном руководстве, разработанном в ЦНИИпроектстальконструкция, и является факультативной.

быть приближенно определена также по номограмме на рис. 41.1.

Способ 3. В случае, когда известны только параметры X_2 и X_4, трудоемкость изготовления определяется по формуле

$$T_{и} = a + b_1 X_2 + b_2 X_4. \qquad (41.5)$$

Значения a, b_1, b_2 приведены в табл. 41.3.

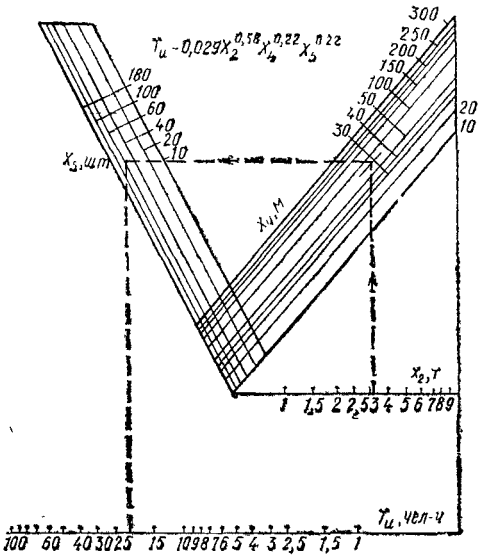


Рис. 41.1. Номограмма определения трудоемкости изготовления стальных стропильных ферм по параметрам X_2, X_4, X_5

Таблица 41.3. **Значения коэффициентов для определения трудоемкости по способу 3**

Конструкция	a	b_1	b_2
Стропильная ферма	3,8	0,003	0,08
Колонна	7,9	0,003	0,082
Подкрановая балка	8,6	0,05	0,015

Способ 4 Приближенное значение трудоемкости изготовления отправочной марки при известной массе изделия можно определить по формулам:

для ферм $T_{и} = 6{,}18 + 0{,}006 X_2$; (41.6)

для колонн $T_{и} = 19{,}9 + 0{,}004 X_2$; (41.7)

для балок $T_{и} = 4{,}3 + 0{,}006 X_2$. (41.8)

В начальной стадии проектирования, когда известны длина элемента X_1, число отправочных марок в партии X_6 и расчетная нагрузка X_7, можно предварительно определить базовую удельную трудоемкость изготовления (в чел-ч/т) по формуле

$$t_{и}^{б} = a X_1^{b_1} X_6^{b_2} X_7^{b_3}. \qquad (41.9)$$

Значения a, b_1, b_2, b_3 приведены в табл. 41.4.

Таблица 41.4. **Значения коэффициентов для определения трудоемкости по способу 4**

Конструкция	a	b_1	b_2	b_3
Стропильная ферма	69,96	−0,523	−0,031	−0,114
Колонна	17,24	0,270	−0,030	−0,208
Подкрановая балка	7,204	0,025	−0,016	−0,018

Значения удельной базовой трудоемкости изготовления, рассчитанные по формуле (41.9), приведены в табл. 41.5—41.7.

Граничные условия использования эмпирической зависимости (41.4) следующие: для отправочных марок ферм, колонн и подкрановых балок X_1 до 18 м, X_6 до 50 шт.; для стропильных ферм X_7 от 3000 до 15 000 Н/м²; для колонн X_7 от 3000 до 15 000 кН; для подкрановых балок X_7 от 100 до 700 кН.

При дальнейшей разработке проекта, когда известна масса отправочной марки, можно определить общую базовую трудоемкость:

$$T_{и}^{б} = \frac{t_{и}^{б} X_2}{1000}. \qquad (41.10)$$

В изложенной методике выведены зависимости со средним коэффициентом трудоемкости $K_{ср}$. Чтобы учесть характер изделий, вводится уточняющий коэффициент трудоемкости, который определяется по формуле

$$K_{т1} = K_{т}/K_{ср}, \qquad (41.11)$$

где $K_{т}$ — коэффициент трудоемкости проектируемой конструкции, выбираемый из Прейскуранта № 01-09; $K_{ср}$ — средний коэффициент трудоемкости, заложенный в эмпирические формулы: для ферм 1,92; для подкрановых балок 1,35; для колонн 2,89.

Для учета снижения трудоемкости изготовления конструкций по мере роста производительности труда на основе дальнейшей механизации и автоматизации производственных процессов вводится коэффициент $K_{сн}$, определяемый по формуле

$$K_{сн} = \left(\frac{100}{100 + K_{п.т}}\right)^{t}, \qquad (41.12)$$

где $K_{п.т}$ — планируемый среднегодовой рост производительности труда на период времени от начала разработки проекта до его реализации, %; t — время от начала проектирования до изготовления конструкции в годах.

Введением коэффициента $K_{сн}$ корректируется исчисленная трудоемкость T.

Рекомендуемые способы определения трудоемкости изготовления относятся к конструкциям из стали класса С38/23. Для определения трудоемкости изготовления конструкций из сталей более высоких классов необходимо полученный показатель трудоемкости умножить на коэффициент $K_{с}$ (см. табл. 41.1).

Таблица 41 5 Удельная базовая трудоемкость изготовления стропильных ферм (чел.-ч/т) в зависимости от наибольшего размера отправочной марки, серийности и расчетной нагрузки

X_6, шт	X_7, Н/м², при шаге ферм 6 м													X_1, м
	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	
3	9,62 8,56 7,78	9 31 8,28 7,53	9,07 8,07 7,34	8,89 7,91 7,19	8,73 7,77 7,06	8,60 7,65 6,96	8,48 7,55 6,86	8 38 7,46 6,78	8,29 7,38 6,71	8,21 7,31 6,64	8 14 7,24 6,58	8,07 7,18 6,53	8 7,12 6,47	12 15 18
5	9,47 8,42 7,66	9,16 8,15 7,41	8,93 7,95 7,22	8,75 7,78 7,08	8,60 7,65 6,95	8,47 7,53 6,85	8,35 7,43 6,76	8,25 7,33 6,68	8,16 7,26 6,60	8,08 7,19 6,54	8,01 7,13 6,48	7,94 7,07 6,42	7,88 7,01 6,37	12 15 18
12	9,22 8,20 7,45	8,92 7,94 7,21	8,69 7,74 7,03	8,51 7,58 6,89	8,37 7,44 6,77	8,24 7,33 6,67	8,13 7,23 6,58	8,03 7,15 6,50	7,95 7,07 6,43	7,87 7 6,36	7,80 6,94 6,31	7,73 6,88 6,25	7,67 6,82 6,20	12 15 18
50	8,82 7,85 7,13	8,53 7,59 6,90	8,32 7,40 6,73	8,15 7,25 6,59	8,01 7,12 6,48	7,89 7,02 6,38	7,78 6,92 6,29	7,69 6,84 6,22	7,60 6,76 6,15	7,53 6,70 6,09	7,46 6,64 6,03	7,40 6,58 5,98	7,34 6,53 5,94	12 15 18

Таблица 41 6 Удельная базовая трудоемкость изготовления колонн (чел.-ч/т) в зависимости от наибольшего размера отправочной марки, серийности и расчетной нагрузки

X_6, шт	X_7, кН													X_1, м
	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10 000	11 000	12 000	13 000	14 000	15 000	
3	9,96 10,57 11,11	9,39 9,97 10,47	8,96 9,51 9,99	8,62 9,16 9,62	8,35 8,87 9,32	8,12 8,63 9,06	7,93 8,42 8,84	7,75 8,24 8,62	7,60 8,08 8,49	7,47 7,93 8,33	7,34 7,80 8,19	7,23 7,68 8,07	7,13 7,57 7,95	12 15 18
5	9,81 10,42 10,95	9,24 9,81 10,31	8,82 9,47 9,84	8,49 9,02 9,48	8,23 8,74 9,18	8 8,5 8,93	7,81 8,29 8,71	7,64 8,11 8,52	7,49 7,95 8,35	7,35 7,81 8,2	7,23 7,68 8,07	7,12 7,56 7,95	7,02 7,46 7,83	12 15 18
12	9,56 10,15 10,66	9 9,56 10,04	8,59 9,13 9,99	8,27 8,79 9,23	8,02 8,51 8,94	7,79 8,28 8,69	7,60 8,08 8,48	7,44 7,90 8,30	7,29 7,75 8,14	7,16 7,61 7,99	7,04 7,48 7,86	6,94 7,37 7,74	6,84 7,26 7,63	12 15 18
50	9,16 9,72 10,22	8,62 9,16 9,62	8,23 8,74 9,19	7,93 8,42 8,84	7,88 8,15 8,56	7,47 7,93 8,33	7,29 7,74 8,13	7,13 7,67 7,95	6,99 7,42 7,80	6,86 7,29 7,66	6,75 7,17 7,53	6,65 7,06 7,41	6,55 6,96 7,31	12 15 18

Таблица 41 7 Удельная базовая трудоемкость изготовления подкрановых балок (чел.-ч/т) в зависимости от наибольшего размера отправочной марки, серийности и расчетной нагрузки

X_6, шт	X_7, кН													X_1, м
	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	
3	7,14 6,93 6,76	7,27 7,05 6,88	7,35 7,14 6,96	7,42 7,20 7,03	7,48 7,26 7,08	7,53 7,31 7,13	7,57 7,35 7,17	7,61 7,38 7,21	7,64 7,42 7,24	7,67 7,45 7,27	7,70 7,47 7,29	7,72 7,50 7,32	7,75 7,52 7,34	12 15 18
5	7,03 6,82 6,60	7,15 6,94 6,77	7,24 7,02 6,85	7,30 7,09 6,92	7,36 7,14 6,97	7,41 7,19 7,02	7,45 7,23 7,06	7,49 7,27 7,09	7,52 7,30 7,12	7,55 7,33 7,13	7,58 7,35 7,18	7,60 7,38 7,20	7,63 7,40 7,22	12 15 18
12	6,84 6,64 6,48	6,86 6,75 6,59	7,04 6,83 6,67	7,11 6,90 6,73	7,16 6,95 6,78	7,21 7 6,83	7,25 7,03 6,86	7,28 7,07 6,90	7,31 7,11 6,93	7,35 7,14 6,96	7,37 7,15 6,98	7,40 7,18 7,01	7,42 7,20 7,03	12 15 18
50	6,54 6,35 6,19	6,65 6,46 6,30	6,73 6,53 6,38	6,79 6,59 6,43	6,85 6,64 6,49	6,89 6,69 6,53	6,93 6,73 6,56	6,96 6,76 6,60	6,99 6,79 6,63	7,02 6,82 6,65	7,05 6,84 6,68	7,07 6,86 6,70	7,06 6,89 6,72	12 15 18

Таблица 41.8. **Порядок определения технологичности и экономичности конструкций по показателям трудоемкости изготовления**

Этап расчета	Обозначения или формула	Примечания
1. Установление параметров, характеризующих конструкцию	$X_i = X_1, \ldots, X_7$	Значения X_i принимают по проекту
2. Определение удельной базовой трудоемкости	$t_и^б$	По формуле (41.9) или табл. 41.5; 41.6; 41.7
3. Определение общей базовой трудоемкости	$T_н^б$	По формуле (41.10)
4. Определение общей трудоемкости изготовления $T_и$ проектируемой конструкции, чел.-ч.	$T_и = f(X_1, X_2, \ldots, X_n)$	По формулам (41.2); (41.4) или по номограмме рис. 41.1; (41.5), (41.6), (41.7), (41.8)
5. Расчет уточненного коэффициента трудоемкости	$K_{т1}$	По формуле (41.11)
6. Определение коэффициента снижения трудоемкости изготовления в зависимости от роста производительности труда	$K_{сн}$	По формуле (41.12)
7. Определение коэффициента, учитывающего изменение трудоемкости в зависимости от класса стали, $K_с$	$K_с$	По табл. 41.1
8. Определение уточненного значения показателя общей базовой трудоемкости	$T_{и.у}^б = T_н^б K_{т1} K_{сн} K_с$	(41.13)
9. Определение уточненного значения показателя трудоемкости проектируемой конструкции	$T_{и.у} = T_и K_{т1} K_{сн} K_с$	(41.14)
10. Определение показателя уровня технологичности по трудоемкости изготовления	$K_и = T_{и.у}^б / T_{и.у}$	При $K_и \geqslant 1$ конструкция считается технологичной (41.15)
11. Определение экономической эффективности принятого варианта конструкции по сравнению с базовым, в процентах	$Э = \frac{T_{и.у}^б - T_{н.у}}{T_{и.у}^б} 100$	(41.16)

Уровень технологичности конструкции на основе показателей трудоемкости изготовления и экономическая эффективность определяются в последовательности, изложенной в табл. 41.8.

Пример определения показателя уровня технологичности и экономичности конструкции. Определяем уровень технологичности изготовления отправочной марки стропильной фермы из горячекатаных уголков стали класса С38/23 в последовательности, изложенной в табл. 41.8.

1. Принимаем проектные параметры фермы: $X_1 = 15$ м; $X_2 = 3205$ кг; $X_3 = 32$ кг; $X_4 = 85$ м; $X_5 = 95$ шт; $X_6 = 5$ шт.; $X_7 = 1000$ Н/м².

2. Определяем удельную базовую трудоемкость по табл. 41.5: $t_и^б = 7{,}34$ чел.-ч/т.

3. Находим общую базовую трудоемкость:

$$T_и^б = \frac{7{,}34 \cdot 3205}{1000} = 23{,}49 \text{ чел.-ч.}$$

4. Определяем общую трудоемкость на основе семи известных параметров $X_1, \ldots, X_7$, применив формулу (41.2):

$П_1 = 2{,}89$; $T_и = 7П \cdot 2{,}89 = 20{,}24$ чел.-ч.

5. Рассчитываем уточненный коэффициент трудоемкости $K_{т1}$. Для данного примера $K_т = 1{,}8$; $K_{ср} = 1{,}92$; $K_{т1} = 1{,}8/1{,}92 = 0{,}93$.

6. Определяем коэффициент снижения трудоемкости по формуле (41.12), принимая $K_{пт} = 5\%$; $t = 3$ года:

$$K_{сн} = \left(\frac{100}{100 + 5}\right)^3 = 0{,}864.$$

7. Коэффициент, учитывающий класс стали (по табл. 41.1), $K_с = 1$.

8. Уточненное значение показателя общей базовой трудоемкости $T_{н.у}^б = 23{,}49 \cdot 0{,}93 \cdot 0{,}864 \cdot 1 = 18{,}87$ чел.-ч.

9. Уточненный показатель общей трудоемкости проектируемой конструкции $T_{и.у} = 20{,}24 \times 0{,}93 \cdot 0{,}864 \cdot 1 = 16{,}26$ чел.-ч.

10. Показатель уровня технологичности $K_и = 18{,}87/16{,}26 = 1{,}16$.

Так как показатель уровня технологичности $K_и > 1$, то проектируемая конструкция технологична.

11. Экономическая эффективность принятого варианта конструкции по сравнению с базовым:

$$Э = \frac{18{,}87 - 16{,}26}{18{,}87} 100 \approx 14\%.$$

Ниже приведена табл. 41.9 подсчета трудоемкости изготовления отправочной марки стропильной фермы массой $X_2 = 3205$ кг при различной длине сварных швов X_4 и различном числе деталей X_5, т. е. по способу 2.

Результаты определения различными способами трудоемкости изготовления приведенной в примере отправочной марки фермы следующие:

Способы	1	2	3	4	$T_и^б$	По табл 41.9
$T_и$	20,24	22,96	20,22	25,41	23,49	22,77

Наиболее точный — способ 1, так как в нем учтены все параметры, характеризующие конструкцию. Максимальная ошибка получается в способе 4, когда трудоемкость определяется по одному параметру — массе отправочной марки.

Таблица 41.9. Трудоемкость изготовления (чел-ч) отправочной марки стропильной фермы при массе марки X_2=3205 кг

Число деталей X_5, шт.	X_4 — длина сварных швов, м, приведенных к катету 6 мм																	
	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
30	14,12	15,04	15,79	18,43	16,99	17,49	17,94	18,35	18,75	19,11	19,44	19,75	20,06	20,34	20,61	20,87	21,12	21,36
40	15,04	16,01	16,81	17,29	18,08	18,62	19,11	19,55	19,96	20,34	20,70	21,04	21,36	21,66	21,95	22,22	22,49	22,74
50	15,79	16,81	17,65	18,35	18,99	19,55	20,06	20,52	20,96	21,36	21,73	22,09	22,42	22,74	23,04	23,33	23,61	23,87
60	16,43	17,29	18,36	19,11	19,76	20,34	20,87	21,36	21,81	22,22	22,61	22,98	23,33	23,66	23,98	24,28	24,56	24,84
70	16,99	18,09	18,99	19,76	20,43	21,04	21,59	22,09	22,55	22,98	23,39	23,77	24,13	24,47	24,80	25,11	25,40	25,69
80	17,49	18,62	19,55	20,34	21,04	21,66	22,22	22,74	23,22	23,66	24,08	24,47	24,84	25,19	25,53	21,85	26,15	26,45
90	17,94	19,11	20,06	20,87	21,59	22,22	22,80	23,33	23,82	24,28	27,70	25,11	25,49	25,85	26,19	26,52	26,83	27,14
100	18,36	19,55	20,52	21,36	22,09	22,74	23,33	23,87	24,37	24,84	25,28	25,69	26,08	26,45	26,80	27,14	27,46	27,77
110	18,75	19,96	20,96	21,81	22,55	23,22	23,82	24,37	24,89	25,35	25,81	26,23	26,63	27,00	27,36	27,71	28,03	28,35
120	19,11	20,34	21,36	22,22	22,98	23,66	24,28	24,84	25,35	25,85	26,30	26,73	27,14	27,52	27,89	28,24	28,57	28,89
130	19,44	20,70	21,73	22,61	23,39	24,08	24,70	25,28	25,81	26,30	26,77	27,20	27,61	28,01	28,38	28,73	29,07	29,40
140	19,76	21,04	22,09	22,98	28,11	24,47	25,11	25,69	26,23	26,73	27,20	27,64	28,06	28,46	28,84	29,20	29,55	29,88
150	20,06	21,36	22,42	23,33	24,13	24,84	25,49	26,08	26,63	27,14	27,61	28,06	28,49	28,89	29,28	29,64	30,00	30,33
160	20,34	21,66	22,74	23,66	24,47	25,19	25,85	26,45	27,00	27,52	28,01	28,46	28,89	29,30	29,69	30,06	30,42	30 76
170	20,61	21,95	23,04	23,98	24,80	25,53	26,19	26,80	27,36	27,89	28,38	28,84	29,28	29,69	30,09	30,46	30,83	31,17
180	20,37	22,22	23,33	24,28	25,11	26,85	26,52	27,14	27,71	28,24	28,73	29,20	29,64	30,06	30,46	30,85	31,21	31,56
190	21,12	22,49	23,61	24,56	25,40	26,15	26,83	27,46	28,03	28,57	29,07	29,55	30,00	30,42	30,83	31,21	31,58	31,94
200	21,36	22,74	23,87	24,84	25,69	26,45	27,14	27,77	28,35	28,89	29,40	29,88	30,33	30,76	31,17	31,56	31,94	32,30

Этот способ рекомендуется использовать лишь для примерной оценки. Отличие (~1%) в показателях $T_и$ по способу 2 и по табл. 41.9 объясняется степенью точности подсчетов.

41.4. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ ТЕХНОЛОГИЧНОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В качестве дополнительных показателей технологичности строительных конструкций рекомендуется определять:

1. Удельные количества сборочных марок деталей и наплавленного металла на 1 т массы конструкции, которые следует сопоставлять с удельными базовыми показателями по табл. 41.10.

Таблица 41.10. **Примерные удельные базовые дополнительные показатели технологичности по изготовлению стальных конструкций из стали класса С38/23**

Конструкции	Удельный показатель на 1 т		
	сборочных марок, шт.	деталей, шт.	наплавленного металла, кг
Колонны с решетчатой подкрановой частью массой до 10 т	8—9	20—25	7—8
То же, массой 10—25 т	4—5	10—12	7—8
Колонны сплошные массой до 3 т	10—14	25—30	8—10
То же, массой 3—10 т	2—4	15—20	8—9
Подкрановые балки сварные	4—6	10—12	8—10
Балки рабочих площадок сварные	8—10	20—25	9—10
Фермы из уголков	15—20	40—45	6—7
» » гнутых профилей	8—10	18—22	4—5
Фермы из труб	8—9	16—20	4—5

2. Показатель степени механизации сварочных работ:

а) По приведенной трудоемкости (методика ИЭС им. Е. О. Патона)

$$C_м = \frac{K_{тр} T_м}{T_{н\text{-}м} + K_{тр} T_м}, \qquad (41.17)$$

где $T_м$, $T_{н\text{-}м}$ — трудоемкость в нормо-часах сварочных работ, выполняемых соответственно механизированным и немеханизированным способом; $K_{тр}$ — коэффициент приведения трудоемкости механизированного способа к трудоемкости ручной дуговой сварки, принимаемый для автоматической сварки под флюсом при обычных режимах $K_{тр}=3$, при форсированных режимах $K_{тр}=5$; для полуавтоматической сварки: под флюсом $K_{тр}=1{,}5$, в среде защитного газа $K_{тр}=2$; для электрошлаковой сварки $K_{тр}=4$; для контактной сварки $K_{тр}=3{,}5$.

При нескольких видах механизированной сварки

$$C_м = \frac{K_{тр1} T_{м1} + K_{тр2} T_{м2} + \cdots}{T_{н\text{-}и} + K_{тр1} T_{м1} + K_{тр2} T_{м2} + \cdots}, \qquad (41.18)$$

где $K_{тр1}$, $K_{тр2}$, ..., $T_{м1}$, $T_{м2}$... — коэффициенты приведения трудоемкости сварки, выполняемой соответственно различными механизированными способами.

б) Приближенные показатели механизации сварочных работ:

по массе наплавленного металла

$$q^м_{св} = \frac{q_а}{q_а + q_р} 100\%, \qquad (41.19)$$

где $q_а$, $q_р$ — объемы или масса наплавленного металла соответственно механизированным и ручным способами;

по площади сечения продольных швов

$$F^м_{св} = \frac{F_а}{F_а + F_р} 100\%, \qquad (41.20)$$

где $F_а$, $F_р$ — площади сечений продольных швов, выполненных соответственно механизированным и ручным способами.

в) Показатель относительной величины объема заводской сварки

$$q^з_{св} = \frac{q_з}{q_з + q_м} 100\%, \qquad (41.21)$$

где $q_з$, $q_м$ — объемы или массы наплавленного металла, выполняемые соответственно при изготовлении и монтаже.

3. Показатель типизации элементов (колонн, балок, ферм и т. п.)

$$T_к = \frac{\Sigma n^т_с q^т_i}{\Sigma n^т_с q^т_i + \Sigma n^н_i q^н_i} 100\%, \qquad (41.22)$$

где $n^т_i$, $q^т_i$ — число и масса типовых элементов данной группы элементов, принятых по альбомам Госстроя СССР; $n^н_i$, $q^н_i$ — то же, индивидуальной проектировки.

4. Показатель серийности; определяется раздельно по группам конструктивных элементов

$$C_к = \frac{\Sigma n_i}{\Sigma m_i} 100\%, \qquad (41.23)$$

где Σn_i — общее число элементов данной группы; Σm_i — общее число отправочных марок в данной группе.

41.5. ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ВОЗМОЖНОСТИ ЗАВОДОВ СТРОИТЕЛЬНЫХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Характеристики основного оборудования заводов стальных конструкций мощностью 80—190 тыс. т приведены в табл. 41.11.

41.6. ОБРАБОТКА ДЕТАЛЕЙ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

41.6.1. Кислородная резка стали

Наряду с оборудованием для механической резки стали все современные заводы стальных конструкций оснащены аппаратурой для кислородной резки, имеющей ряд преимуществ перед механической рез-

Таблица 41.11. **Техническая характеристика основного оборудования заводов стальных конструкций мощностью 80—190 тыс. т**

Основные технологические операции	Оборудование	Техническая характеристика оборудования
Правка прокатной стали:		
листовой	Листоправильные машины:	
	толщина×ширину, мм	40×3200
угловой	Углоправильные машины:	
	ширина полки×толщину, мм	200×30
балок двутавровых, уголков и швеллеров	Горизонтальные правильно-гибочные прессы:	
	двутавров и швеллеров на стенку, до	№60
	уголков до размера: ширина полки×толщину, мм	200×20
Холодная гибка деталей: из листовой стали	Листогибочные машины для гибки цилиндрических и конических заготовок размером, до: толщина×ширину, мм	25×3200 16×6300 32×8000
	Кромкогибочные прессы для гибки и профилирования листового металла:	
	мощность, т	250, 315
	длина стола и ползуна, мм	5600; с приставками 6000
из уголков	Углогибочные машины:	125×16
	ширина полок×толщину, мм	160×20
из балок, швеллеров и уголков	Горизонтальные правильно-гибочные прессы:	
	двутавров и швеллеров на стенку, до	№ 60
	уголков до размера: ширина полки×толщину, мм	200×20
Штамповка деталей	Штамповочные прессы давлением, тс, до:	800
Резка деталей:		
листовых	Гильотинные ножницы для резки листовой стали сечением, до: толщина×ширину, мм	25×3200
	Машина для кислородной резки стали толщиной до, мм	300
уголковых	Уголковые ножницы для резки уголков до: ширина полки×толщину, мм	250×28
балочных	Пресс-ножницы для резки двутавровых балок и швеллеров до размера профиля, до	№ 40
	Зубчатая пила для резки прокатной стали любого профиля, в том числе	
	балок, до	№ 60
	швеллеров, до	№ 40
трубчатых	Газорезательные автоматы для резки труб, в том числе сопрягаемых под углом, диаметром, мм (на специализированных заводах)	50—400
Образование отверстий в деталях	Дыропробивные прессы для пробивки отверстий мощностью, т	.00, 160
	Стационарные одношпиндельные радиально-сверлильные станки для сверления отверстий диаметром до, мм	75
	Передвижные одно- и двухшпиндельные радиально-сверлильные станки для сверления отверстий диаметром до, мм	50
Фрезерование торцов деталей и элементов	Торцефрезерные машины для обработки торцов размерами, до: ширины×высоту, мм	3600×1300
Сварка элементов	Универсальные автоматы для сварки под флюсом	Имеются
	Автоматы для электрошлаковой сварки (на специализированных заводах) до толщины, мм	До 300
	Универсальные полуавтоматы	Имеются
	Оборудование для ручной сварки	»
Клепка элементов	Клепальная пневматическая скоба:	
	давление, т	80
	вылет, мм	1000
	Наибольший диаметр заклепки, мм	32
Мостовые электрические краны (однотележечные и двухтележечные) грузоподъемностью, т	На складе металла	10+10
	В цехах обработки	5+5 и 10+10
	В сборочных цехах	10+10 и 20+20
	В цехе общей сборки и маляропогрузки	20+20 и 30+30

кой, а именно: возможность резки деталей толщиной до 300 мм и более; возможность вырезки деталей любой конфигурации; одновременная разделительная резка и подготовка кромок под сварку; незначительные капитальные затраты на приобретение и монтаж оборудования; эффективное использование производственных площадей.

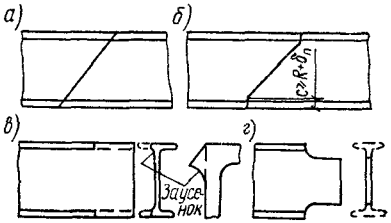


Рис. 41.2. Косые резы в двутаврах и швеллерах

а, в — нетехнологичные, *б, г* — технологичные

Кислородная резка применяется без ограничений для любых деталей из углеродистой и низколегированных сталей.

При конструировании деталей криволинейной формы необходимо проводить унификацию с целью получения минимального числа типов деталей и максимальной их серийности.

Поперечную кислородную резку швеллеров и двутавров нередко производят с помощью ручных резаков. При этом для прямых резов, перпендикулярных к продольной оси, нет никаких технологических ограничений. Для косых резов (рис. 41.2, *а*, *б*) следует предусматривать участки прямых резов в пределах полок и закруглений, а косой рез принимать только в пределах стенок.

Конструктивное оформление концов двутавров, приведенное на рис. 41.2, *в*, нетехнологично потому, что практически невозможно произвести кислородную резку полки в одной плоскости со стенкой.

Всюду, где допустимо по условиям прочности опорного участка балки, следует применять конструкцию по рис. 41.2, *г*.

41.6.2. Особенности конструирования деталей, изготовляемых холодной гибкой

В строительных стальных конструкциях могут быть три разновидности гнутых изделий:

1) детали, гнутые в горячем состоянии, которые применяются в элементах, подверженных непосредственным воздействиям динамических и вибрационных нагрузок и в которых недопустимо образование наклепа;

2) детали, гнутые в холодном состоянии со значительными радиусами гибки (более 25 толщин), применяемые для конструкций, в деталях которых допустим незначительный наклеп;

3) детали, гнутые в холодном состоянии с малыми радиусами гибки (1,5—3 толщины), встречающиеся в конструкциях, где допустимы зоны значительного наклепа.

Гибку в горячем состоянии с нагревом до 900—1100° С возможно выполнять только в кузнечных цехах, которых обычно нет на заводах стальных конструкций. Поэтому проектирование таких деталей допустимо лишь в исключительных случаях при соот-

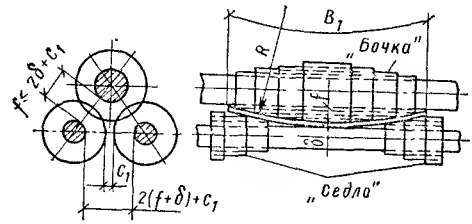


Рис. 41.3. Схема оборудования листогибочной машины для гибки элементов сферической оболочки

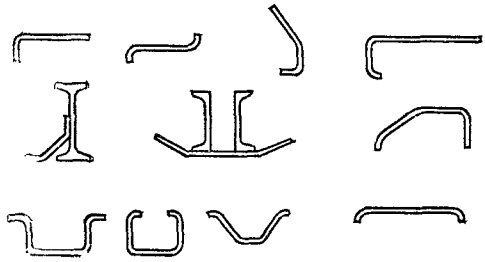


Рис. 41.4. Виды холодногнутых профилей

ветствующем технико-экономическом обосновании.

Холодную гибку расчетных элементов, особенно работающих при динамических, ударных и вибрационных нагрузках, допускается производить на гибочных машинах в тех случаях, когда радиусы гибки, определяющие удлинение крайних волокон сечения, находятся в пределах деформаций, соответствующих площадке текучести. Рекомендуемые минимально допустимые радиусы холодной гибки приведены в СНиП III-18-75.

При конструировании цилиндрических, конических и сферических листовых деталей надо учитывать, что минимальный диаметр трубы зависит от диаметра верхнего валка листогибочной машины, размера сближения центров верхнего и нижнего валков, толщины обрабатываемого листа и марки стали. Обычно достигаемый минимальный диаметр цилиндрической обечайки на 20—40% больше диаметра верхнего валка. При проектировании конических деталей следует учитывать, что на большинстве листогибочных машин холодная гибка на конус производится достаточно просто в тех случаях, когда угол у основания детали находится в пределах 50—90°, выполняется удовлетворительно при углах 40—50° и затруднена при углах менее 40°.

Для гибки деталей сферической формы листогибочную машину оборудуют специальными приспособлениями (рис. 41.3). Холодная гибка возможна до размеров заго-

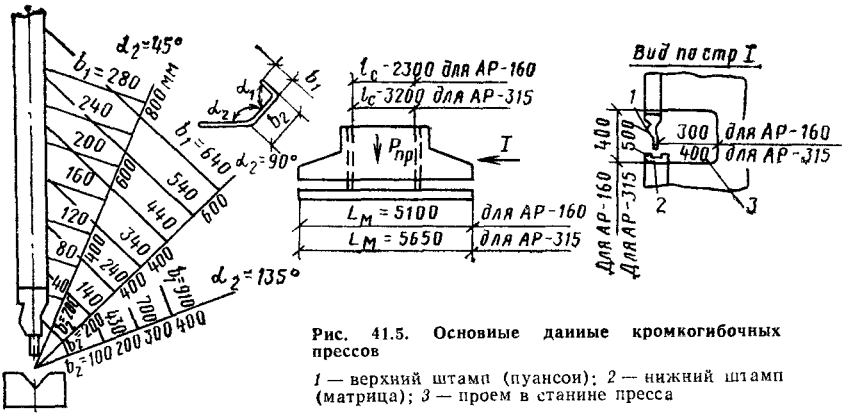


Рис. 41.5. Основные данные кромкогибочных прессов

1 — верхний штамп (пуансон); *2* — нижний штамп (матрица); *3* — проем в станине пресса

товки (1,6—1,8) × (4—6) м при толщине металла до 14 мм. Радиус сферы R и ширина заготовки B_1 ограничиваются максимально допустимым зазором между валками, т. е. размером стрелки f.

Холодная гибка сортовой и балочной стали производится преимущественно на правильно-гибочных прессах. Максимальные размеры профилей, поддающихся гибке на наиболее мощных кулачковых прессах, приведены в табл. 41.11. Примеры холодногнутых профилей из листовой стали, изготовленных на кромкогибочных прессах, показаны на рис. 41.4.

При конструировании холодногнутых листовых деталей учитывают следующие технологические возможности прессов: а) толщина холодногнутых деталей не должна превышать 24 мм; наибольшая длина 5600 мм, а с приставками к столу пресса 6000 мм; б) размеры элементов сечений профилей следует принимать с учетом данных рис. 41.5*; в) минимальный радиус гибки должен быть не менее 1,2δ—1,5δ (δ — толщина детали).

41.7. ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ВОЗМОЖНОСТИ ЗАВОДСКОЙ СБОРКИ И СВАРКИ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

41.7.1. Влияние технологии сборки элементов на конструктивные формы

При проектировании следует особо тщательно отрабатывать технологичность конструкции по сборке, которая на универсальных заводах стальных конструкций производится следующими способами:

сборка решетчатых конструкций по копирам, в кондукторах и на плитах с переналаживаемыми упорами;

сборка составных Н- и П-образных, а также коробчатых сечений в механизированных кондукторах или сборка и сварка на поточных линиях, оснащенных высокомеханизированными устройствами;

сборка листовых конструкций (габаритных и негабаритных) на поворотных стендах, в кондукторах с помощью клиновых приспособлений и других устройств;

сборка трубопроводов и габаритных цилиндрических емкостей на роликовых стендах, иногда с применением специальной скобы, с помощью стяжных приспособлений и распорных устройств.

Конструктивные решения элементов должны обеспечивать доступность и удобство сборки механизированными способами.

Число элементов коробчатого Н- и П-образного сечений в пределах одного объекта должно быть минимальным для сокращения переналадок кондукторов

41.7.2. Технологичность сварных соединений

Положение сварных швов в пространстве при выполнении сварочных работ показано на рис. 41.6.

Требованиям технологичности сварной конструкции отвечает такое расположение заводских сварных швов, при котором выполнение их доступно в основном в нижнем положении или в лодочку.

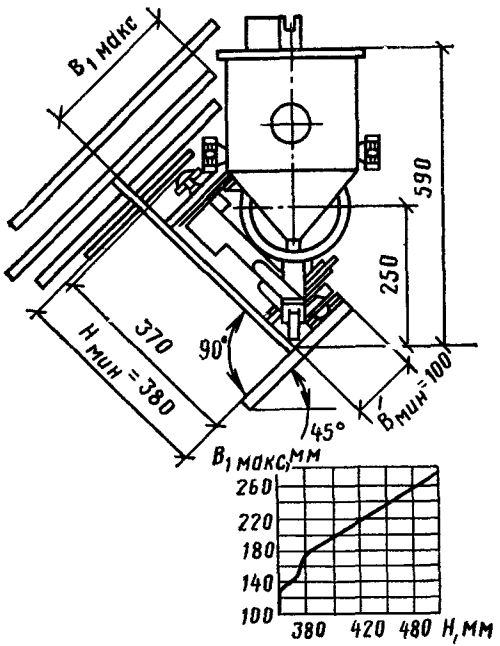
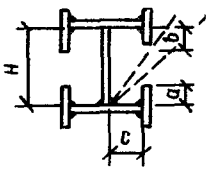
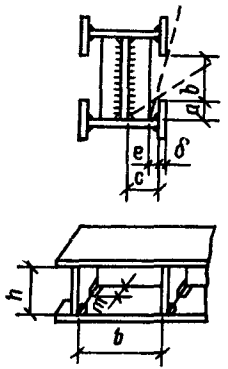
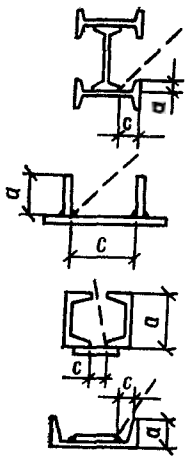
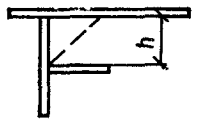
Для монтажных швов также предпочтительны нижнее положение и в лодочку, однако возможно допускать при надлежащем обосновании другие положения в минимально необходимых объемах.

Основные условия доступности ручной сварки: возможность сварки электродом стандартной длины 450 мм, удобное наблюдение за процессом сварки и свободный контроль качества выполняемого шва. В табл. 41.12 приведены некоторые конструктивные ограничения, которые должны учитываться при проектировании стальных конструкций с ручной сваркой.

При автоматической сварке требуемые свободные габариты для ее выполнения зависят от типов сварочной аппаратуры, применяемой заводом — изготовителем конструкций. В табл. 41.12 приведены конструктивные ограничения для составных сечений в зависимости от размеров сварочного трак-

* Более подробно см.: Стальные конструкции. Справочник конструктора. Под ред. Н. П. Мельникова. М., Стройиздат, 1976; **Сахновский М. М.** Справочник конструктора строительных сварных конструкций. Днепропетровск «Промінь», 1975

Таблица 41 12. **Доступность мест наложения шва при ручной и автоматической сварке**

Автоматическая сварка трактором ТС-17МУ	Ручная сварка			Для приварки ребер $a \leqslant e$. Недоступный для сварки участок шва $e_{мин} = \frac{a\delta}{b} + 10$		
	эскиз	условие сварки	эскиз	b	h	m
		$b \leqslant H-2c$		>400	250—400	≤800
					≤250	h
				≤400	> 5	0,63b
					<250	$\frac{bh}{400}$
		c / a		Сварка возможна при $h > 250$ мм		
		≤400 / ≤2c				
		>400 / ≤600				

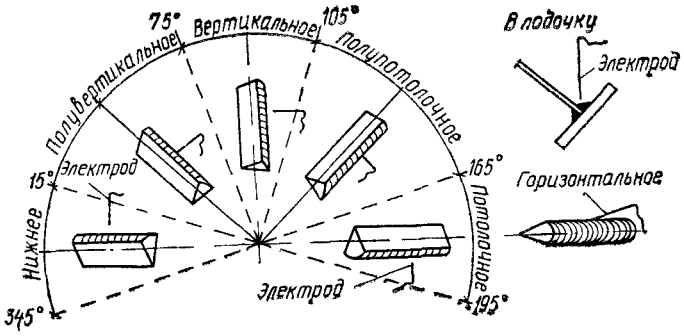


Рис. 41 6 Положение сварных швов в пространстве

тора ТС-17МУ, наиболее распространенного на заводах стальных конструкций. При автосварочном оборудовании других типов следует использовать аналогичные схемы.

В проектах стальных конструкций в северном исполнении или в предположении зимних монтажных работ следует оговаривать особенности сварки при отрицательных температурах, предусмотренные СНиП III-18-75.

41.8. КОНСТРУИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ С ФРЕЗЕРОВАННЫМИ ТОРЦАМИ

Фрезерование торцов элементов стальных конструкций применяют в следующих случаях.

при передаче сжимающих усилий, действующих в стойках и колоннах, на нижерасположенный элемент или опорную плиту через торец элемента;

для получения повышенной точности длины отправочного элемента или для обеспечения проектного угла примыкания его к другим элементам;

если необходимо получить гладкую поверхность торца элемента

В первых двух случаях необходимость фрезерования торцов должна быть указана в проекте. Габариты фрезеруемых торцов не должны превышать возможностей торцефрезерных машин по табл. 41.11.

41.9. НАЗНАЧЕНИЕ ОБЩИХ И КОНТРОЛЬНЫХ СБОРОК

Общую сборку назначают в проекте во всех случаях, когда по технологическим возможностям завода-изготовителя или вследствие проектных особенностей конструкции невозможно другими технологическими методами обеспечить требующуюся точность монтажных соединений. В процессе общей сборки группы отправочных элементов выполняют. проверку точности изготовления отдельных элементов конструкции, подгонку в необходимых случаях кромок деталей в сварных монтажных соединениях; рассверливание на проектный диаметр отверстий для болтов или заклепок в монтажных узлах.

После выполнения всех работ, связанных с общей сборкой, на элементах конструкции устанавливают фиксаторы, обеспечивающие аналогичное положение элементов в монтируемом сооружении, и производят индивидуальную маркировку.

Пример схемы расстановки фиксаторов в листовых конструкциях показан на рис. 41.7.

В монтажных стыках элементов, основные стержни которых Н-образной, Т-образной, коробчатой или другой аналогичной формы, необходима фиксация не менее чем в трех точках в каждом узле.

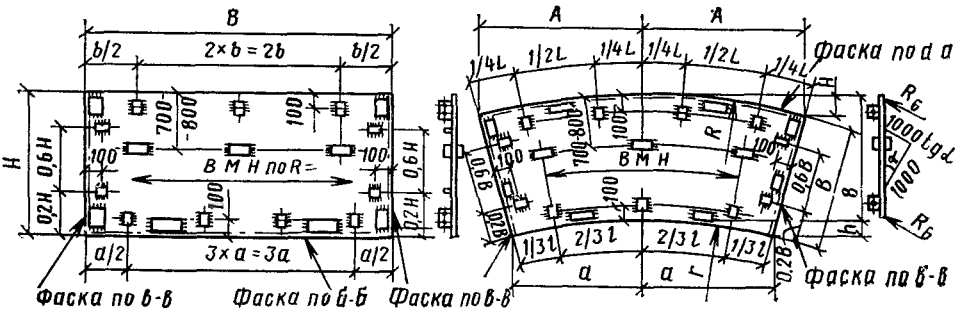


Рис. 41.7. Схема расстановки сборочных шайб и фиксаторов в листовых конструкциях

Для негабаритных листовых конструкций общую заводскую сборку обычно назначают для следующих узлов:

все сферические или конические части конструкции и переходы к ним с примыкающими цилиндрическими частями в тех случаях, когда отсутствует прокладной пояс; при наличии прокладного пояса сборка производится без примыкающих цилиндрических частей;

все плоскости негабаритных бункеров, если сварные монтажные соединения запроектированы встык. Если размеры бункера вписываются в габариты сборочного цеха завода-изготовителя, то производится общая пространственная сборка всего бункера.

Контрольная сборка применяется только для проверки точности изготовления отдельных элементов. При контрольных сборках не производят подгоночных работ, не устанавливают фиксаторы и не делают индивидуальной маркировки, так как точно изготовленные однотипные элементы взаимозаменяемы

Контрольные сборки назначают в объеме 5—10% от общего числа изготовляемых однотипных элементов.

В конструкциях типа колонн, стоек, балок ферм и других элементов, состоящих из двух и более отправочных марок, общая и контрольная сборка может быть назначена только в пределах одного крупногабаритного конструктивного элемента.

Монтажные узлы сопряжения со смежными элементами (колонны с фермами, подкрановыми конструкциями, ригелями фахверка и т. п.) проектируют с применением болтов грубой или нормальной точности, при этом отверстия принимают диаметром на 3—4 мм больше, чем диаметр стержня болта. При таких зазорах между болтами и отверстиями обычные способы производства обеспечивают необходимую точность совпадения монтажных отверстий. Поэтому не требуются общие или контрольные сборки.

41.10. ОТКЛОНЕНИЯ И ДОПУСКИ В РАЗМЕРАХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Один из факторов технологичности стальных конструкций — взаимозаменяемость деталей, из которых собирается элемент. Поэтому размеры этих деталей должны быть в пределах заранее предусмотренных допускаемых отклонений, обеспечивающих определенную посадку. По плотности и размеру зазора сопряжения подразделяются на три типа:

1) плотное сопряжение (рис. 41.8, *а*), определяемое отсутствием зазора при любых отклонениях в размерах сопрягаемых деталей и конструкций. В этом случае постановка детали производится с усилием под ударами, запрессовкой домкратом и т. д.;

2) ограниченно свободное сопряжение (рис. 41.8, *б*), определяемое наличием между сопрягаемыми деталями зазора, размер которого колеблется в заранее обусловленных пределах, при этом минимальный размер зазора может быть равен нулю; деталь при сборке должна свободно войти в промежуток, образуемый ранее собранными деталями;

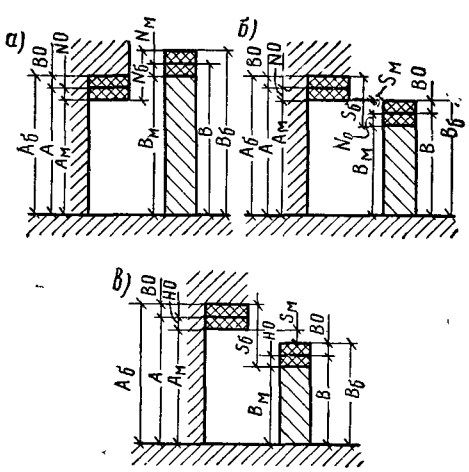


Рис. 41.8. Типы сопряжений

а — плотное; *б* — ограниченно свободное; *в* — свободное; A, B — номинальные размеры; $A_б$, $B_б$ — предельные размеры наибольшие; $A_м$, $B_м$ — то же, наименьшие; $\Delta_а$, $\Delta_в$ — отклонение верхнее, равное $A_б-A$, $B_б-B$; $НО$ — отклонение нижнее, равное $A-A_м$; $B-B_м$; $N_м$ — натяг наименьший, равный $B_м-A_б=0$; $N_б$ — натяг наибольшнй, равный $A_{м.т}-B_б$; $S_б$ — зазор наибольший, равный $A_б-B_м$; $S_м$ — зазор наименьший, равный $A_м-B_б$

3) свободное сопряжение (рис. 41.8, *в*), определяемое обязательным наличием зазора любого гарантированного размера при любых отклонениях и размерах сопрягаемых деталей.

В зависимости от принятой посадки и общих допусков на отклонения от номинальных размеров по СНиП III-18-75 или другим нормативам при разработке конструктивных решений учитывают частные допуски на металлопрокат, изготовление, монтаж и общестроительные работы по подготовке к монтажу.

41.11. ТРЕБОВАНИЯ К ПРОЕКТАМ КОНСТРУКЦИЙ, ИЗГОТОВЛЯЕМЫХ НА АВТОМАТИЗИРОВАННЫХ ПОТОЧНЫХ ЛИНИЯХ

Перспективное направление в создании условий для значительного повышения производительности труда — изготовление конструкций на крупных высокомеханизированных заводах стальных конструкций с поточным производством.

В цехах обработки этих заводов поточные линии специализируются по принципу обработки конструктивно и технологически однородных деталей, входящих в состав различных конструкций, изготавливаемых заводом. Число однородных деталей должно быть возможно большим, что позволяет сокращать переналадки оборудования.

Поточные линии в сборочном цехе оснащаются высокомеханизированными сборочными устройствами, в которых концентрируется большое число операций: подача собираемых деталей и элементов к месту сборки, установка деталей в проектное положение, фиксация и закрепление всех деталей.

Сварку конструкций без прихватки сборочных деталей ведут в тех же устройствах, в которых они собирались.

Особенность сборочно-сварочных поточных линий состоит в возможности переналаживать их для сборки и сварки конструктивно однородных изделий.

Конструкции изготовляются партиями, составленными из элементов одинаковых конструктивных решений при одинаковом технологическом процессе изготовления. Партии могут отличаться друг от друга только несущественными конструктивными особенностями, как, например, толщиной деталей, размерами прокатных профилей, числом сборочных деталей и т. п. Изготовляемые на линии элементы не могут иметь различные габаритные размеры и схемы. Конструкции должны легко члениться на постепенно укрупняемые элементы, число которых в конструкции должно быть минимальным.

Исходя из особенностей специализированного поточного производства к проектам предъявляются следующие требования:

1) детали, входящие в состав конструкции, должны быть унифицированы;

2) унификация деталей должна предусматривать минимальное число типоразмеров с тем, чтобы число равнопрограммных партий на каждой операции обработки было минимальным;

3) изготовляемые на поточных линиях конструкции должны легко члениться на постепенно укрупняемые сборочные элементы;

4) число сборочных элементов в каждой конструкции должно быть минимальным;

5) кромки фасонок, прокладок и других деталей не должны выступать, как правило, за грани основных деталей, которые будут базой при перемещении изготовляемой конструкции по рольгангам и транспортерам;

6) число типоразмеров конструкций, собираемых на поточных линиях, должно быть минимальным.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Абаринов А. А., Петров В. П.** Технология изготовления стальных конструкций. М., Стройиздат, 1969.
2. **Винокуров В. А.** Сварочные деформации и напряжения. М., Машгиз, 1968.
3. **Кузнецов А. Ф.** Строительные конструкции из сталей повышенной и высокой прочности. М., Стройиздат, 1975
4. **Лихтарников Я. М.** Металлические конструкции, методы технико-экономического анализа. М., Стройиздат, 1968
5. **Лихтарников Я. М., Колесниченко В. Г., Ладыженский Д. В. и др.** Руководство по вариантному проектированию металлических конструкций. Донецкий политехнический институт, Донецк, 1971.
6. **Мельников Н. П.** Пути прогресса в области металлических конструкций М., Стройиздат, 1974.
7. **Металлические** конструкции — техническая эксплуатация. Под ред. М. М. Сахновского. Киев, «Будівельник», 1976
8. **Николаев Г. А., Куркин С. А., Винокуров В. А.** Расчет, проектирование и изготовление сварных конструкций. М., «Высшая школа», 1971.
9. **Окерблом Н. О., Демьянцевич В. П., Байкова И. П.** Проектирование, изготовление сварных конструкций М, Судпромгиз, 1963
10. **Пешковский О. И.** Технология изготовления металлических конструкций. М., Стройиздат, 1971.
11. **Прейскурант** № 01-09. Оптовые цены на строительные стальные конструкции. М., Прейскурантгиз, 1975.
12. **Сахновский М. М.** Технологичность строительных сварных стальных конструкций. Киев, «Будівельник», 1980
13. **Сахновский М. М.** Справочник конструктора строительных сварных конструкций. Днепропетровск, «Проминь», 1975
14. Справочник по специальным работам. Изготовление стальных конструкций Под ред. Б. И Беляева. М, Стройиздат, 1963.
15. Справочник по специальным работам. Справочник разметчика стальных конструкций. Под ред. Б. И. Беляева, М., Стройиздат, 1966.

ГЛАВА 42. ТРАНСПОРТИРОВАНИЕ

42.1. ПЕРЕВОЗКА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫМ ТРАНСПОРТОМ

42.1.1. Габариты приближения строений и габариты подвижного состава. Габариты погрузки. Степени негабаритности

Габариты приближения строений и габариты подвижного состава определяются ГОСТ 9238—73* «Габариты приближения

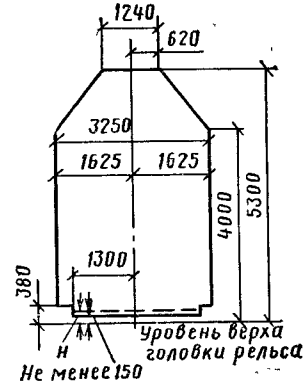


Рис. 42.1. Габарит погрузки

строений и подвижного состава железных дорог колеи 1520 (1524) мм (для линий со скоростью движения поездов не свыше 160 км/ч)» в соответствии с «Указаниями по применению габаритов приближения строений ГОСТ 9238—73*» и «Указаниями по применению габаритов подвижного состава ГОСТ 9238—73*».

Погруженные на подвижной состав элементы стальных конструкций с учетом упаковки и крепления не должны выходить за пределы габаритов погрузки

Таблица 42.1. **Характеристика железнодорожных платформ и полувагонов**

Характеристика платформ и полувагонов	Грузоподъемность, т		
	63	62	62
	с металлическими бортами и клиновыми запорами	с металлическими бортами	с деревянными бортами
Открытые платформы			
Число осей	4	4	4
Тара, т	21	21,8	22
Общая длина по осям автосцепок, мм	14 620	14 620	14 194
База, мм	9 720	9 720	9 294
Внутренние размеры, мм:			
длина	13 300	13 300	12 874
ширина	2 770	2 770	2 770
Высота бортов, мм:			
торцевого	400	305	305
бокового	500	500	455
Допускаемая длина груза при опоре на одну платформу сцепа, мм	18 200	18 200	17 900
То же, при сцепе из двух платформ, мм	25 480	25 480	24 000
Максимальная возможная длина груза, погружаемого на одну платформу, мм	14 200	14 200	13 774
Высота от головки рельса до уровня пола, мм	1 294	1 294	1 270
Площадь пола, м²	36,8	36,8	35,68
Объем груза без шапки, м³	18,5	18,5	15,73
Нагрузка от оси на рельс, кН	210	210	210
Нагрузка на 1 м пути, кН	56,7	56,7	59,3
Высота центра тяжести в порожнем состоянии, м	0,8	0,8	0,8
Габарит	01—Т	01—Т	01—Т
Полувагоны			
Грузоподъемность, т	125	93—94	63
Объем кузова, м³	137,5	104	70,5
Число осей	8	6	4
Тара, т	45,3	31,5	21,8
Общая длина (по осям автосцепок), мм	20 240	16 400	13 920
База, мм	12 070	10 440	8 650
Внутренние размеры, мм:			
длина	18 690	14 338	12 004
ширина	2 846	2 908	2 960
высота	2 450	2 365	2 060
Площадь пола, м²	54,7	41,7	35,53
Число люков	22	16	14
Нагрузка от оси на рельс, кН	210	209	212
Нагрузка на 1 м пути, кН	8,3	7,6	6,1

Продолжение табл. 42.1

Характеристика платформ и полувагонов	Грузоподъемность, т		
	63	62	62
	с металлическими бортами и клиновыми запорами	с металлическими бортами	с деревянными бортами
Расстояние до центра тяжести в порожнем состоянии, м	1,13	1,13	1,13
Габарит	1-Т	1-Т	01-Т
Максимальная возможная длина погружаемого груза, мм	20 000	15 700	13 500

(рис. 42.1) при условии, что вагон находится на прямом горизонтальном участке пути и продольные оси подвижного состава и пути лежат в одной вертикальной плоскости. При этом длина груза не должна превышать величин, указанных в табл. 42.1, в которой приведены характеристики обычно применяемых вагонов и полувагонов. В исключительных случаях применяются транспортеры грузоподъемностью от 30 до 400 т. На транспортерах снижается центр тяжести груза, что увеличивает его устойчивость и уменьшает число креплений на вагоне.

Габариты погрузки железных дорог НРБ, ВНР, ГДР, ПНР, СРР, ЧССР, ДРВ, КНДР, МНР, Ирана, Турции, Финляндии и порядок перевозки грузов в Международном сообщении приведены в «Инструкции по перевозке грузов негабаритных и погруженных на транспортеры по железным дорогам СССР колеи 1524 мм».

По массе груз не должен превышать грузоподъемность вагона с учетом допускаемого перегруза согласно табл. 42.2.

Таблица 42.2. **Допускаемый перегруз вагонов сверх установленной грузоподъемности**

Наименование вагонов	Перегруз, кН
Платформы и полувагоны грузоподъемностью 62, 63 т	10
Все остальные четырехосные вагоны	20
Полувагоны грузоподъемностью:	
93 т	30
94 »	20
125 »	10

Центр тяжести груза должен находиться над центром платформы. Допускается смещение центра тяжести груза от центра платформы в поперечном направлении на 100 мм и в продольном на $^1/_8$ длины базы вагона. Груз должен располагаться на полу вагона равномерно и загрузка тележек или колесных пар должна быть одинаковой. Допускается разница в нагрузках на колесные пары двухосных вагонов не более 40 кН и на тележки четырехосных вагонов не более 10 кН.

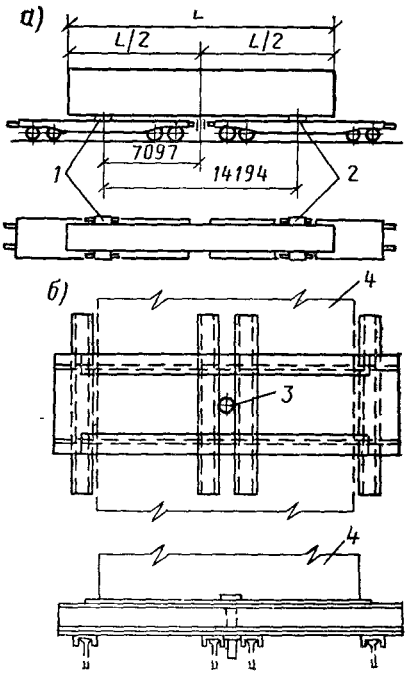


Рис. 42.2. Схема погрузки с опиранием на две платформы

а — схема погрузки; *б* — деталь турникета; *1* — подвижной турникет; *2* — неподвижный турникет; *3* — шкворень; *4* — груз

Выход груза за пределы лобового бруса не должен превышать 400 мм. Длинномерные элементы конструкций перевозят на сцепах из двух или трех платформ с опиранием груза соответственно на две или на одну платформу. При погрузке с опиранием на две платформы необходимы специальные устройства — турникеты (рис. 42.2), обеспечивающие повороты платформы при прохождении по кривым и изменение расстояния между платформами при трогании поезда с места и торможении. Устройство турникетов очень трудоемко и дорого, поэтому следует преимущественно погружать груз на сцеп с опиранием на одну платформу. При погрузке длинномерного груза с опиранием на одну четырехосную платформу и расположении центра тяжести груза в вертикальной плоскости, в которой находится поперечная ось платформы, максимальная длина груза и максимальная его масса в зависимости от типа рессорного подвешивания платформы должны соответствовать данным табл. 42.3.

Элементы конструкций, погруженные на подвижной состав и выходящие за пределы габарита погрузки (см. рис. 42.1), считаются негабаритным грузом. В зависимости от превышения габарита погрузки грузы могут иметь боковую, верхнюю или нижнюю негабаритность (рис. 42,3). В зависимости от превышения пределов габарита погрузки негабаритность подразделяется

Таблица 42.3. **Наибольшие допускаемые массы и длина груза, погруженного на спец с опиранием на одну четырехосную платформу, в зависимости от типа тележки**

Масса груза, т	Длина груза, м		Масса груза, т	Длина груза, м	
	тележки МГ-50	тележки ЦНИИ-ХЗ-0		тележки МТ-50	тележки ЦНИИ-ХЗ-0
60	16	18	35	20,3	22,5
55	16,5	18,5	30	22	24
50	17,5	19	25	24,1	27
45	17,9	20	20	27	30
40	19	21			

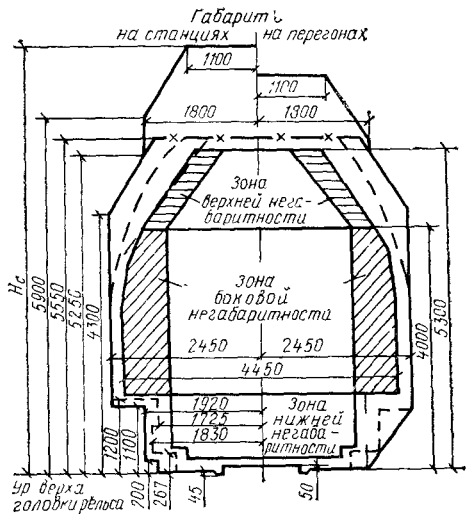


Рис. 42.3. Боковая, верхняя и нижняя негабаритность грузов

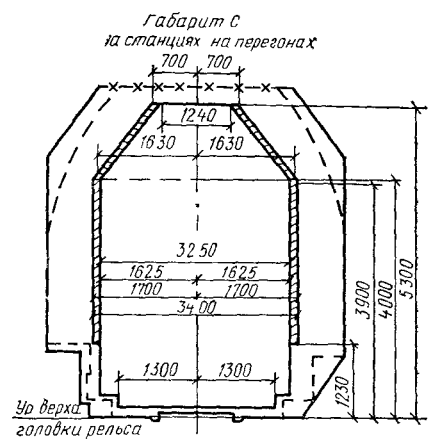


Рис. 42.4. Предельное очертание негабаритности степени 0

на пять степеней: нулевой степени (рис. 42.4), I степени (рис. 42.5), II степени (рис. 42.6), III степени (рис. 42.7), IV степени (рис. 42.8).

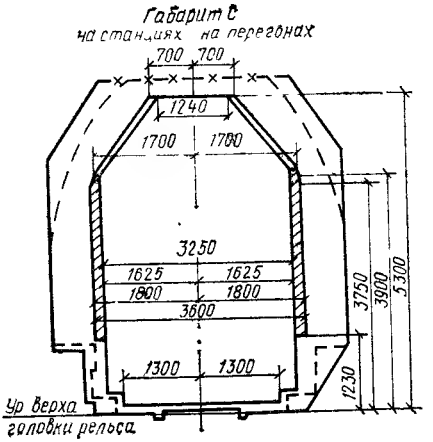


Рис. 42.5. Предельное очертание негабаритности степени I

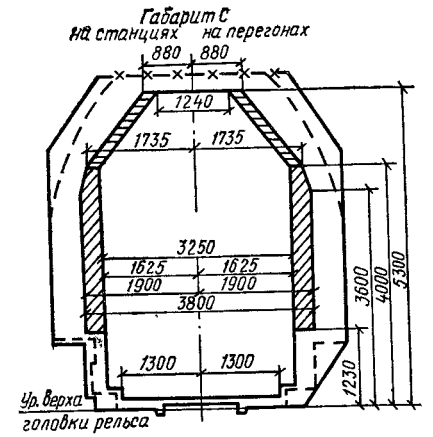


Рис. 42.6. Предельное очертание негабаритности степени II

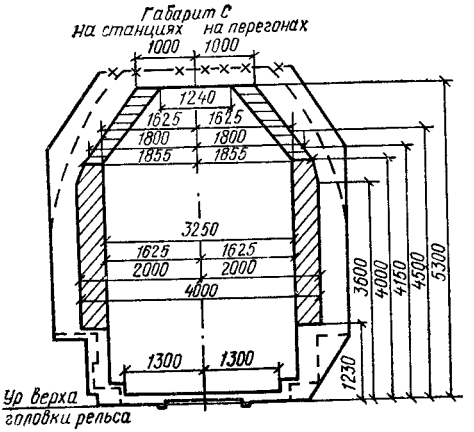


Рис. 42.7. Предельное очертание негабаритности степени III

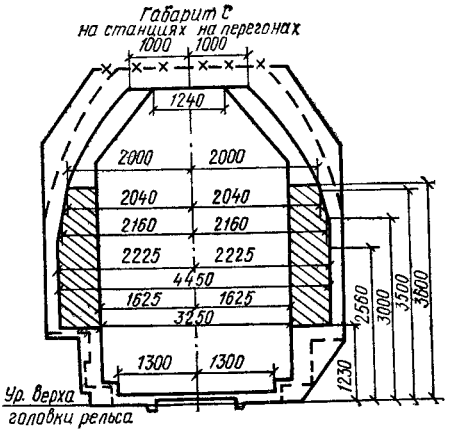


Рис. 42.8. Предельное очертание негабаритности степени IV

Контуры негабаритностей разных степеней являются предельными очертаниями, в которых должен помещаться погруженный на подвижной состав негабаритный груз (с учетом упаковки и крепления), если подвижной состав находится на прямом горизонтальном участке пути и продольные оси подвижного состава и пути лежат в одной вертикальной плоскости. Пределы негабаритности на перечисленных рисунках заштрихованы.

Перевозка негабаритных грузов, в особенности III и IV степени негабаритности, связана со значительными трудностями для железных дорог и высокой стоимостью перевозок и поэтому может производиться только в исключительных случаях.

42.1.2. Определение расчетной негабаритности груза на кривой железнодорожного пути

При прохождении подвижного состава по кривой ось груза смещается с оси пути, причем наибольшие смещения наружу кривой будут по концам груза, а внутрь кривой — посередине груза.

Условно габаритным считается груз, габаритный на прямых участках пути и

Таблица 42.4. Предельные длины грузов, погруженных на сцеп, при которых не требуется проверка расчетной негабаритности

Подвижной состав	База вагона или сцепа, м	Предельная общая длина груза, м
Четырехосная платформа длиной 13,4 м	9,72	18,2
То же, с рамой длиной 12,974 м	9,294	17,9
Сцеп из двух четырехосных платформ с рамой длиной 13,4 м	14,62	25,48
То же, с рамой длиной 12,974 м	14,194	24
Транспортер	Не более 16,5	Не более длины транспортера

Таблица 42.5. Наибольшая ширина груза a, мм, при высоте H и длине $L_{макс}$ соответствующая габариту погрузки и негабаритности разных степеней

Максимальная высота H, мм	Габарит очертания погрузки (рис. 42.1)	Негабаритность степени 0	I	II	III	IV
а) При погрузке на одну платформу грузоподъемностью 62 или 63 т с базой 9294 или 9720 мм согласно рис. 42.9, *а*						
3894	1240	1400	1400	1760	2000	2000
3800	1385	1533	1533	1884	2147	2147
3700	1540	1675	1675	2015	2303	2303
3600	1694	1817	1817	2147	2459	2459
3500	1849	1959	1959	2278	2616	2616
3400	2002	2101	2101	2409	2772	2772
3300	2157	2242	2242	2541	2928	2928
3200	2311	2384	2384	2672	3084	3084
3100	2466	2526	2526	2808	3241	3241
3094	2475	2535	2535	2811	3250	3250
3000	2620	2668	2668	2935	3344	3344
2900	2775	2810	2810	3056	3444	3444
2800	2929	2952	2952	3198	3544	3544
2744	3016	3031	3031	3271	3600	3600
2700	3085	3093	3093	3329	3633	3633
2600	3240	3235	3235	3461	3707	3707
2574	3250	3272	3272	3494	3726	3726
2500	3250	3377	3377	3592	3781	3781
2494	3250	3385	3385	3600	3785	3785
2474	3250	3414	3414	3613	3800	3800
2400	3250	3414	3520	3663	3654	3854
2344	3250	3414	3600	3700	3895	3895
2300	3250	3414	3600	3729	3928	3928
2202	3250	3414	3600	3795	4000	4000
2194	3250	3414	3600	3800	4000	4006
2100	3250	3414	3600	3800	4000	4076
2094	3250	3414	3600	3800	4000	4080
2000	3250	3414	3600	3800	4000	4125
1900	3250	3414	3600	3800	4000	4173
1800	3250	3414	3600	3800	4000	4221
1700	3250	2414	3600	3800	4000	4269
1600	3250	3414	3600	3800	4000	4317
1594	3250	3414	3600	3800	4000	4320
1500	3250	3414	3600	3800	4000	4348
1400	3250	3414	3600	3800	4000	4377
1300	3250	3414	3600	3800	4000	4407
1200	3250	3414	3600	3800	4000	4436
1154 и ниже	3250	3414	3600	3800	4000	4450
б) При погрузке на сцеп с опиранием на одну платформу грузоподъемностью 62 т и базой 9294 мм согласно рис 42.9, *б*						
3900	966	1126	1126	1486	1726	1726
3850	1043	1197	1197	1550	1804	1804
3700	1275	1410	1410	1749	2038	2038
3600	1430	1552	1552	1880	2195	2195
3500	1584	1694	1694	2012	2351	2351
3400	1739	1835	1835	2143	2507	2507
3300	1893	1977	1977	2275	2663	2663
3200	2048	2119	2119	2406	2820	2820
3100	2202	2260	2260	2537	2976	2976
3000	2356	2402	2402	2669	3076	3076

Предельные габариты даны для максимальной длины отправочного элемента, равной 24 000 мм, при симметричной погрузке со свесами по обе стороны средней платформы или 18 000 мм при свесе по одну сторону средней платформы. В обоих случаях наибольшее смещение продольной оси груза относительно оси пути на кривой $R=350$ м с учетом половины уширения междупутья двухпутной линии железной дороги и разбега ходовых частей составит 137 мм При меньшей длине отправочного элемента табличные значения размера a должны быть увеличены: при длине груза до 17,5 м включительно — на 274 мм; 18 м — на 254 мм; 19 м — на 216 мм 20 м — на 170 мм; 21м — на 132 мм; 22 м — на 90 мм и 23 м — на 46 мм.

При массе груза 60 т длина его не должна превышать 16 м; 50 т — 17 м; 40 т — 19 м; 30 т — 22 м; 20 т и менее — 24 м.

Продолжение табл 42.5

Максимальная высота H, мм	Габарит очертания погрузки (рис. 42.1)	Негабаритность степени 0	I	II	III	IV
2900	2510	2544	2544	2800	3176	3176
2800	2666	2685	2685	2932	3276	3276
2700	2825	2827	2827	3063	3367	3367
2600	2976	2976	2960	3194	3437	3437
2580	2976	2999	2999	3220	3452	3452
2500	2976	3110	3110	3326	3511	3511
2480	2976	3140	3140	3340	3526	3526
2400	2976	3140	3254	3393	3584	3584
2300	2976	3140	3326	3460	3658	3658
2208	2976	3140	3326	3520	3726	3726
2200	2976	3140	3326	3526	3726	3732
2100	2976	3140	3326	3526	3726	3806
2000	2976	3140	3326	3526	3726	3854
1900	2976	3140	3326	3526	3726	3902
1800	2976	3140	3326	3526	3726	3950
1700	2976	3140	3326	3526	3726	3998
1600	2976	3140	3326	3526	3726	4046
1500	2976	3140	3326	3526	3726	4074
1400	2976	3140	3326	3526	3726	4104
1300	2976	3140	3326	3526	3726	4134
1200	2976	3140	3326	3526	3726	4164
1160 и ниже	2976	3140	3326	3526	3726	4176
в) При погрузке на сцеп с опиранием на одну платформу грузоподъемностью 62—63 т и базой 9720 мм согласно рис. 42.9, *в*						
3880	984	1144	1144	1504	1744	1744
3800	1108	1238	1238	1610	1870	1870
3700	1262	1400	1400	1740	2025	2025
3600	1417	1543	1543	1872	2182	2182
3500	1572	1673	1673	2003	2338	2338
3400	1726	1825	1825	2135	2494	2494
3300	1881	1966	1966	2266	2651	2651
3200	2035	2108	2108	2398	2808	2808
3100	2190	2250	2250	2530	2964	2964
3080	2221	2278	2278	2556	2994	2994
3000	2345	2393	2393	2660	3074	3074
2900	2500	2533	2533	2792	3174	3174
2800	2654	2675	2675	2923	3274	3274
2730	2762	2774	2774	3016	3344	3344
2700	2808	2816	2816	3055	3366	3366
2600	2963	2959	2959	3186	3440	3440
2560	2994	3016	3016	3238	3470	3470
2480	2994	3130	3130	3344	3529	3529
2460	2994	3158	3158	3357	3543	3543
2330	2994	3158	3344	3444	3640	3640
2300	2994	3158	3344	3464	3662	3662
2200	2994	3158	3344	3530	3736	3736
2188	2994	3158	3344	3538	3744	3744
2180	2994	3158	3344	3544	3744	3750
2100	2994	3158	3344	3544	3744	3809
2080	2994	3158	3344	3544	3744	3824
2000	2994	3158	3344	3544	3744	3862
1900	2994	3158	3344	3544	3744	3910
1800	2994	3158	3344	3544	3744	3958
1700	2994	3158	3344	3544	3744	4006
1600	2994	3158	3344	3544	3744	4054

Предельные габариты даны для максимальной длины отправочного элемента, равной 24 000 мм, при симметричной погрузке со свесами по обе стороны средней платформы или 18 000 мм при свесе по одну сторону средней платформы. В обоих случаях наибольшее смещение продольной оси груза относительно оси пути на кривой $R=350$ м с учетом уширения междупутья двухпутной линии железной дороги и разбега ходовых частей вагона составит 128 мм При меньшей длине отправочного элемента табличные значения размера a должны быть увеличены: при длине груза до 18 м включительно — на 256 мм; 19 м — на 214 мм; 20 м — на 174 мм; 21 м — на 132 мм; 22 м — на 90 мм и 23 м — на 46 мм При массе груза 60 т длина его не должна превышать 16 м; 50 т — 17 м, 40 т — 19 м; 30 т — 22 м; 20 т и менее — 24 м.

Продолжение табл 42.5

Максимальная высота H, мм	Габарит очертания погрузки (рис. 42.1)	Негабаритность степени				
		0	I	II	III	IV
1580	2994	3158	3344	3544	3744	4064
1500	2994	3158	3344	3544	3744	4088
1400	2994	3158	3344	3544	3714	4118
1300	2994	3158	3344	3544	3744	4147
1200	2994	3158	3344	3544	3744	4176
1140 и ниже	2994	3158	3344	3544	3744	4194

выходящий за габарит погрузки (см. рис. 42.1) на кривой, если величина выхода не превышает уширений габаритов приближения строений и междупутий на этих кривых. Негабаритность проверяется для кривой условного радиуса $R=350$ м; определенная для этого радиуса негабаритность называется расчетной.

Расчетную негабаритность следует проверять для длинномерных грузов, погруженных на сцепы платформ или на транспортеры с базой 17 м и более или при отношении длины груза к базе более 1,41. Базой транспортера называется расстояние между шкворнями главных балок; базой сцепа платформ — расстояние между вертикальными осями турникетных опор. Грузы, заполняющие контур габарита погрузки и размещаемые симметрично на сцепе с опиранием на одну платформу или с опиранием на две платформы, считаются условно негабаритными, если их длина не превышает величин, приведенных в табл. 42.4.

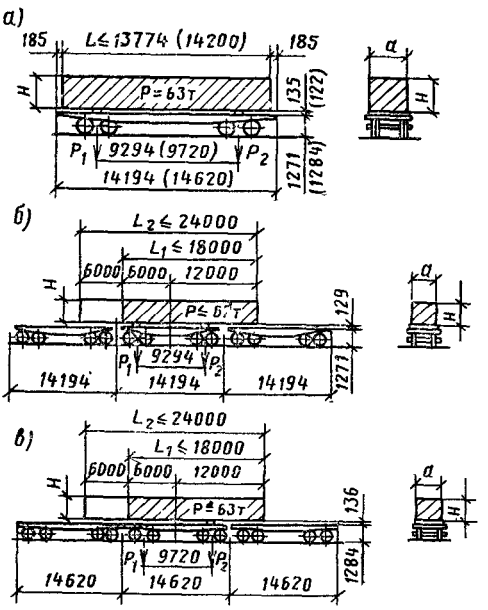


Рис. 42.9. Схемы погрузки конструкций

а — на одну платформу; *б* — на сцеп платформ с базой 9294 мм с опиранием груза на одну платформу; *в* — на сцеп платформ с базой 9720 мм с опиранием на одну платформу

Расчетная негабаритность определяется увеличением действительных размеров груза (с учетом упаковки и крепления) на величины дополнительных смещений от кривой за вычетом имеющихся в этой кривой уширений габарита приближения строений и междупутий. Расчетные уширения рекомендуется определять по формулам «Инструкции по перевозке грузов негабаритных и погруженных на транспортеры по железным дорогам СССР колеи 1524 мм». Нормы изменения горизонтальных расстояний между осями смежных путей и между осью пути и очертаниями сооружений и устройств в кривых участках пути приведены в «Указаниях по применению габаритов приближения строений ГОСТ 9238—73*».

Предельные габариты отправочных элементов при наиболее часто встречающихся схемах погрузки (рис. 42.9) с учетом смещений (выходов) грузов при прохождении по кривой с радиусом 350 м приведены в табл. 42.5.

42.1.3. Рекомендации по членению стальных конструкций на отправочные элементы

Членение конструкций на отправочные элементы в проектах КМ и в рабочих чертежах КМД следует производить на основании ведомственных инструкций с учетом номенклатуры подвижного состава, выделяемого Министерством путей сообщения СССР заводам—изготовителям конструкций.

Отправочный элемент должен удовлетворять следующим требованиям:

сохранять неизменяемость формы и размеров в процессе транспортировки и погрузочно-разгрузочных работ;

иметь массу, не превышающую грузоподъемность кранового оборудования завода—изготовителя конструкций и монтажной организации;

иметь габаритные размеры и массу, соответствующие габаритам и грузоподъемности подвижного состава железных дорог СССР;

иметь необходимые детали для строповки и для установки подмостей и лестниц по заданию монтажной организации.

Допускается членение конструкций с учетом негабаритности нулевой степени. Членение конструкций на отправочные элементы с негабаритностью I—IV степеней допускается в исключительных случаях, когда другое решение нецелесообразно по условиям изготовления и монтажа конструкций.

Длина отправочных элементов, как правило, не должна превышать: при погрузке на открытый подвижной состав 13,77 м; при погрузке в полувагоны 12 м.

В тех случаях, когда габаритность элементов конструкций нарушается за счет выступающих небольших деталей, последние рекомендуется отделить. При этом должны быть обеспечены простота установки в проектное положение этих деталей и их закрепление на монтаже.

Стыки колонн одноэтажных крановых зданий следует располагать выше уровня опирания подкрановых балок. При негаба-

ритных базах колонн их следует отделять от стержня колонн с устройством стыка вблизи нулевой отметки.

Стыки колонн многоэтажных зданий рекомендуется располагать через каждые два этажа несколько выше уровня крепления ригелей и балок.

Подкрановые балки крайних и средних рядов, а также вспомогательные фермы крайних рядов пролетами до 18 м рекомендуется отправлять целиком, а при больших пролетах — элементами длиной до 12 м.

Стропильные и подстропильные фермы пролетами до 18 м рекомендуется отправлять целиком, пролетами 24—36 м — двумя частями.

Площадки следует отправлять в виде готовых щитов, состоящих из балок и приваренного к ним настила.

Отправочные элементы листовых конструкций должны иметь максимально допускаемые размеры При этом они либо рулонируются, либо укрупняются на заводе-изготовителе в большие картины.

Габаритные по высоте главные балки или фермы наклонных мостов доменных печей рекомендуется изготовлять длиной до 12 м.

При изготовлении днища и стенок резервуаров и газгольдеров методом рулонирования размеры рулона не должны превышать по ширине — 18 м; по диаметру — 3,2 м; по массе — 60 т.

Газгольдеры постоянного объема при длине до 27 м и диаметром до 3250 мм рекомендуется отправлять целиком.

42.1.4. Стоимость перевозки стальных конструкций по железным дорогам общего назначения

Стоимость перевозки стальных конструкций грузовой скоростью по сети железных дорог общего назначения в пределах территории СССР исчисляется в соответствии с действующей тарифной схемой Министерства путей сообщения СССР. Согласно Прейскуранту № 01-09 «Оптовые цены на строительные стальные конструкции», в оптовые цены включаются средняя стоимость перевозок по железным дорогам габаритных конструкций от станции отправления до станции назначения. В оптовых ценах учтены все расходы завода-изготовителя по доставке конструкций на станцию отправления и погрузке их в вагоны, а также стоимость приспособлений и материалов, необходимых для оборудования вагонов и крепления конструкций, за исключением специальных металлических приспособлений, предусмотренных техническими условиями для крепления крупногабаритных стальных конструкций на подвижном железнодорожном составе, которые оплачиваются по оптовой цене отгружаемых стальных конструкций, но не более 240 руб. за 1 т. Средняя стоимость перевозок стальных конструкций приведена в табл. 42.6.

Общая сумма провозной платы на сцепах исчисляется за расчетную весовую норму каждой из занятых платформ.

Плата за перевозку грузов большой скоростью исчисляется по тарифам грузовой скорости с увеличением на 100%.

Таблица 42.6. **Средняя стоимость перевозок стальных конструкций по железным дорогам всех районов СССР**

Расстояние от станции отправления до станции назначения, км	Средняя стоимость, руб., перевозок 1 т конструкций по группам*						
	А	Б	В	Г	Д	Е	Ж
До 100	2,1	2,3	2,7	3,1	3,8	4,3	8,5
101—200	2,7	2,9	3,4	3,9	4,8	5,4	10,7
201—300	3,2	3,5	4,2	4,7	5,8	6,5	13
301—600	5	5,4	6,4	7,1	8,9	9,9	20
601—800	6,1	6,7	7,9	8,8	11	12,2	24,4
801—1 000	7,3	7,9	9,4	10,5	13,1	14,5	29,1
1 001—1 200	8,4	9,2	10,8	12,1	15,2	16,8	33,7
1 201—1 500	10,1	11,1	13	14,6	18,2	20,3	40,6
1 501—1 800	11,8	12,8	15,1	16,9	21,2	23,5	47
1 801—2 100	13,5	14,8	17,4	19,5	24,3	27	54,1
2 101—2 500	15,8	17,3	20,4	22,8	28,5	31,7	63,3
2 501—3 000	18,8	20,4	24,1	27	33,8	37,5	75
3 001—3 500	21,7	23,6	27,9	31,2	39	43,3	86,7
3 501—4 000	24,6	26,4	31,6	35,4	44,2	49,2	98,3
4 001—4 500	27,5	30	35,4	39,6	49,5	55	110
4 501—5 000	30,4	33,1	39,1	43,7	54,7	60,7	121
5 001—5 500	33,3	36,3	42,8	47,9	59,9	66,6	133
5 501—6 100	36,5	39,8	46,9	52,5	65,7	73	146
6 101—6 500	38,8	42,4	49,9	55,9	69,9	77,7	155
6 501—7 100	42,3	46,2	54,4	60,9	76,2	84,6	169
7 101—7 500	44,6	48,7	57,4	64,3	80,3	89,3	179
7 501—8 100	48,2	52,5	61,9	69,3	86,7	96,3	193
8 101—8 500	50,5	55,1	64,9	72,7	90,8	101	202
8 501—9 100	54	58,9	69,4	77,7	97,2	108	216
9 101—9 500	56,3	61,4	72,4	81,1	101	113	225
9 501—10 100	59,8	65,2	76,8	86,1	108	120	240
10 101—10 500	62,1	67,8	79,9	89,5	112	124	249
10 501—11 100	65,6	71,6	84,4	94,5	118	131	262
11 101—11 500	68	74,1	87,4	97,9	122	136	272
11 501—11 900	70,3	76,7	90,4	101	126	141	281

* Распределение конструкций по группам приведено в табл. 42.7.

Таблица 42.7. **Распределение конструкций по группам в зависимости от стоимости перевозок**

Группа конструкций (см. табл. 42.6)	Наименование
А	Мосты наплавные; мосты пешеходные; опоры сборно-разборные; пролетные строения автодорожных и железнодорожных мостов; опорные части пролетных строений
Б	Доменные печи; каркасы лифтов и подъемников; кожухи воздухонагревателей, пылеуловителей, скрубберов, электрофильтров; конструкции скиповой ямы; наклонные мосты с пилонами; шахты
В	Баки; балки, поддерживающие монорельсы; газгольдеры; галереи; детали крепления рельсов; каркасы ворот; каркасы сборно-разборных зданий; каркасы стен и аэрационных щитов; колонны и опоры под трубопроводы; колонны решетчатые и со сплошной стенкой; конструкции многоэтажных этажерок; конструкции электролизеров; лестницы и люки; монорельсы; надбункерные галереи; надшахтные здания; опоры ЛЭП, собираемые на болтах; опорные стойки; патрубки; площадки рабочие и др.; подкрановые балки, подкраново-подстропильные фермы; потолки подвесные; прогоны; рамные конструкции; резервуары, включая понтоны; ригели и балки междуэтажных перекрытий и покрытий; раскосы, распорки и растяжки связей; рельсы крановые и упоры; конструкции теплиц; тормозные балки и фермы; фонари светоаэрационные и аэрационные; щиты покрытий; эстакады разного назначения
Г	Балки бункерные; листовые конструкции разные; кожухи сгустителей и стояков; колонны анкерные и с кронштейнами для троллеев; компенсаторы габаритные; обшивка бункеров; панели и переплеты стеновые и фонарные; силосы, скрубберы и трубопроводы
Д	Балки надрельсовые; башни водонапорные; башни радиорелейные сборно-разборные; башни отдельностоящие; градирни; каркасы грануляционных башен; каркасы станций и опоры канатных дорог; каркасы труб; копры шахтные; опоры радиорелейные; трубы вытяжные, вентиляционные и дымовые
Е	Каркасы животноводческих комплексов; фермы стропильные и подстропильные
Ж	Бункера габаритные; каркасы вертикальных антенн; конструкции поворотных антенн и консолей вибраторов; мачты-молниеотводы; мачты вантовые; мачты прожекторные; опоры-мачты линий электропередачи; опоры контактной сети железных дорог; поперечины контактной сети; порталы трансформаторные; траверсы опор ЛЭП

Плата за перевозку негабаритных грузов увеличивается против установленных ставок для габаритных грузов следующим образом: нулевой и I степени — на 50%; II степени — на 100%; III степени — на 200%; IV степени — на 300%.

Расчет за платформы, используемые как прикрытия при перевозке грузов на сцепах, производится по основному установленному тарифу без повышения за негабаритность.

42.2. ПЕРЕВОЗКА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ АВТОМОБИЛЬНЫМ ТРАНСПОРТОМ

Полные характеристики автотранспортных средств приведены в специальных справочниках. Ниже дана только характеристика наиболее распространенного автотранспорта.

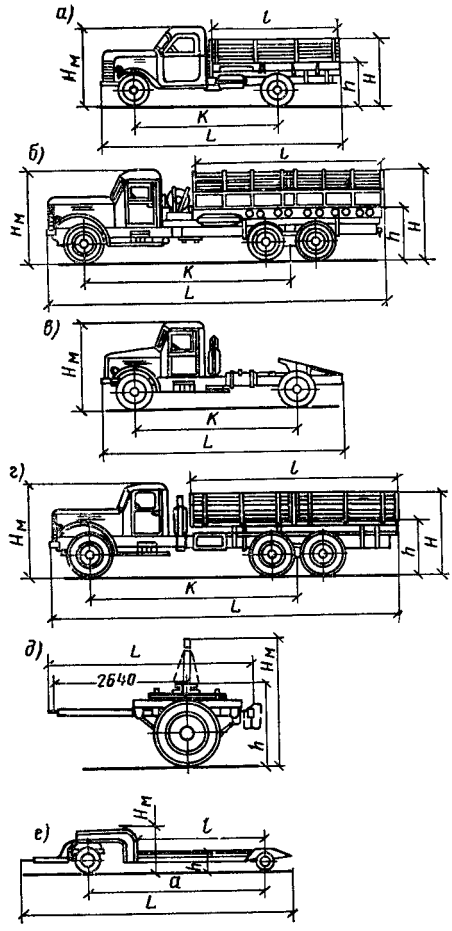


Рис. 42.10. Автотранспортные средства перевозки стальных конструкций

а — грузовая автомашина двухосная; *б* — то же, трехосная; *в* — автомобильный тягач двухосный; *г* — то же, трехосный с кузовом; *д* — автомобильный прицеп-роспуск; *е* — прицеп тяжеловоза

На рис. 42.10 схематически показаны грузовые автомобили, автомобильные тягачи и прицепы; их основные эксплуатационные характеристики приведены в табл. 42.8 и 42.9.

Габариты и массы элементов стальных конструкций, перевозимых автотранспортом,

Таблица 42.8. **Характеристика грузовых автомобилей и автомобильных тягачей**

Параметры	Марка автомобилей											Марка тягачей				
	ГАЗ-51	ГАЗ-52	ЗИЛ-130	ЗИЛ-131	ЗИЛ-157	МАЗ-500С	ЯАЗ-214	ЯАЗ-222	КрАЗ-255Б	КрАЗ-256	«Урал-377»	ЗИЛ-130В1	ЗИЛ-131В1	«Урал-375С»	ЯАЗ-210Д	МАЗ-200В
Грузоподъемность, т	2,5	2,5	5	5	4,5	8	7	10	7,5	10	7,5	5,4/12*	5/12*	5,5/13,3*	—/40*	—/20*
Грузоподъемность на грунтовых дорогах, т	2,5	2,5	—	—	2,5	—	7	10	—	—	—	—	—	—	—/25*	—
Масса заправленной машины с полной нагрузкой, т	5,35	5,465	9,525	11,625	8,45	15,025	19,57	22,35	19,675	21,5	15	94,85	11,695	13,3	—	—
То же, без груза, т	2,71	—	4,3	6,46	5,8	6,575	12,3	12,2	11,95	11,5	7,275	3,88	6,47	7,5	10,22	—
Число осей	2	2	2	2	3	2	3	3	3	3	3	—	—	—	3	2
Мощность двигателя, кВт	51,5	55	110	110	80	132	151	132	176	176	—	110	110	129	147	99
Полная длина машины L, мм	5525	6395	6675	6900	6922	7130	8530	8190	8645	8200	7550	—	—	—	7375	6800
Ширина машины, мм	2206	2320	2500	2500	2315	2590	2700	2650	2750	2640	2500	—	—	—	2638	2638
Полная высота $H_м$, мм	2130	2190	2350	2480	2360	2850	3170 (верха тента)	2760 (верха тента)	2800	2940	2620	—	—	—	2575	2430
База машины K, мм	3300	3700	3800	3975	4525	3850	5300	4780	5300	3975	4200	—	—	—	4780	4520
Ширина платформы кузова, мм	1990	—	2326	2322	2090	2140	2490	2430	—	—	2330	—	—	—	—	—
Длина кузова l, мм	2940	—	3752	3600	3570	6200	4500	4585	—	—	4500	—	—	—	—	—
Высота пола кузова h, мм	1185	—	1430	1430	1388	2140	—	—	—	—	1600	—	—	—	—	—
Максимальная скорость, км/ч	—	—	—	80	—	80	—	—	70	70	—	80	80	65	—	—

* В знаменателе общая масса прицепа с наибольшим грузом.

Таблица 42.9. **Характеристика автомобильных прицепов**

Параметры	Роспуски типа		Кузовы типа		Тяжеловозы типа			
	1-ПР-3	1-АП-3	1-АП-1,5	У2-АП-3	Т-151А	40Т	ЧМЗАП-5203В	ЧМЗАП-5208
Грузоподъемность, т	3	3	1,5	3	20	40	20	40
Габаритные размеры, мм:								
длина с дышлом L	3425	3010	3470	5550	10 530	11 210	12 950	9330
ширина полная	1910	2220	2020	2280	2700	2900	3 000	3200
высота H	2105	2140	1490	1790	2070	1940	2 005	1740
Погрузочная высота, мм	—	1140	—	—	800	1000	1345	1140
Масса, т	1	0,94	0,66	1,8	7,98	14,4	10	11
Погрузочная часть платформы, мм:								
длина l	—	—	2210	3480	5000	5000	6 540	4880
ширина	—	—	1820	2080	2700	2900	3 000	3200
Ширина въездных трапов	—	—	—	—	—	—	400	440
Расстояние между серединой въездных трапов	—	—	—	—	—	—	2060	2140
Максимальная скорость по шоссе	—	—	—	—	—	—	50	40
То же, по грунтовой дороге	—	—	—	—	—	—	25	25

Таблица 42.10. **Стоимость перевозки стальных конструкций по первому классу[1] на автомобильном транспорте при поясном коэффициенте 1**

Расстояние, км	Стоимость за 1 т, руб.	Расстояние, км	Стоимость за 1 т, руб.
1	0,25	18	1,08
2	0,3	19	1,12
3	0,35	20	1,16
4	0,4	21—25	1,28
5	0,45	26—30	1,48
6	0,5	31—35	1,68
7	0,55	36—40	1,88
8	0,6	41—45	2
9	0,65	46—50	2,21
10	0,7	51—60	2,44
11	0,75	61—70	2,72
12	0,8	71—80	2,92
13	0,85	81—90	3,12
14	0,9	91—100	3,32
15	0,95	За каждый тонно-километр свыше 100 км+3,4 коп.	
16	1		
17	1,04		

[1] По тарифной классификации грузов металлические конструкции для промышленного, гражданского и дорожного строительства длиной до 3 м, кроме крупногабаритных, относятся к первому классу грузов.

определяются габаритом приближения, размерами и грузоподъемностью автотранспорта. Высота погруженного на автотранспорт элемента не должна превышать высоты габарита приближения на автомобильных дорогах, т. е. 4,5 м от уровня дороги, включая высоту автомобиля или прицепа; ширина элемента не должна быть более ширины пола автомобиля или прицепа; длина элемента в зависимости от вида автотранспорта колеблется от 4 (при перевозке на автомашинах без прицепов) до 15 м.

Плоские гибкие решетчатые и листовые конструкции длиной более 6 м для перевозки на автотранспорте должны пакетироваться.

Стоимость перевозки элементов стальных конструкций автомобильным транспортом, исчисленная по Ценнику № 3 сметных цен на перевозки грузов для строительства, приведена в табл. 42.10.

Для других районов в Ценнике № 3 имеются поправочные коэффициенты к тарифам на перевозки.

При перевозке стальных конструкций длиной от 3 до 6,5 м применяются надбавки в размере 25% (за исключением Латвийской ССР и Эстонской ССР — 15% и Белорусской ССР — 10%) и в размере 40% (за исключением Латвийской ССР и Эстонской ССР — 30%, Белорусской ССР — 20%) на конструкции длиной от 6,5 до 12 м включительно.

При перевозке элементов стальных конструкций, масса отдельной единицы которых превышает 250 кг, тариф повышается на 30%.

Стоимость погрузочных работ равна 1 руб. 13 коп. за 1 т перевозимых конструкций; стоимость разгрузочных работ — 1 руб. 03 коп. за 1 т.

42.3. ПЕРЕВОЗКА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ МОРСКИМ ТРАНСПОРТОМ

Характеристики ряда океанских грузовых судов Министерства морского флота СССР, используемых для перевозки стальных конструкций, приведены в табл. 42.11, 42.12, 42.13.

Стальные конструкции, перевозимые морским транспортом, доставляются в морские порты и от морских портов к месту назначения — преимущественно железнодорожным транспортом, поэтому габариты и масса отправочных элементов должны соответствовать также требованиям, предъявляемым для перевозок железнодорожным

Таблица 42.11. Грузоподъемность морских судов

Наименование судов	Грузоподъемность судов, т			
	водоизмещение	дедвей	масса без запасов и груза	чистая грузоподъемность при полных запасах
«Полтава», «Бежица»	18 500	12 730	5 770	10 514
«Белорецк»	20 340	14 150	6 190	12 350
«Выборг»	17 900	12 295	5 605	10 490
«Капитан Кушнаренко»	22 180	15 768	6 412	13 620
«Красноград»	17 400	12 200	5 200	10 135
«Красиокамск»	17 400	12 350	5 050	10 135
«Лениногорск»	16 890	11 050	5 840	9 490
«Ленинский комсомол»	22 230	16 040	6 190	13 330
«Муром»	18 110	12 481	5 629	11 010
«Новгород»	17 895	12 500	5 395	10 950
«Омск»	20 480	14 191	6 289	12 494
«Тула»	20 510	14 170	6 340	11 425
«Симферополь»	17 936	12 457	5 479	10 830
«Славянск»	18 320	12 600	5 720	10 830
«Тикси»	17 180	12 050	5 130	10 364

транспортом. В случае перевозки конструкций в зарубежные страны должны учитываться также и габариты подвижного состава стран, получающих конструкции, и стран, через которые груз следует транзитом. Такие смешанные перевозки сопровождаются большим количеством погрузочно-разгрузочных операций и поэтому должны быть приняты специальные меры для того, чтобы избежать повреждений конструкций при транспортировании, в частности:

а) стыковые детали не должны выступать за пределы стыкуемых элементов; они должны быть прочно прикреплены к элементу и вдвинуты внутрь него. Если невозможно вдвинуть детали внутрь элемента, их снимают и отправляют отдельно пакетами (или в ящиках);

б) в решетчатых колоннах элементы решетки должны быть обращены выступающими полками внутрь сечения колонны;

в) в элементах не должно быть выступающих недостаточно жестких деталей;

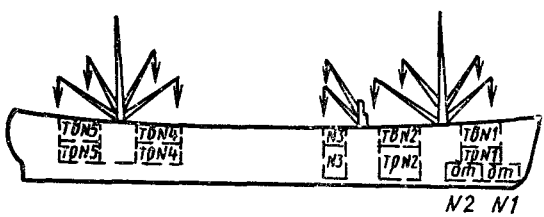
г) свободные концы стержней отправочных элементов должны быть жестко связаны с помощью уголков и планок, удаляемых на монтажной площадке;

д) по концам элементов трубопроводов, не имеющих фланцев, должны быть вварены крестовые распорки;

е) элементы конструкций массой 10 т и более должны быть снабжены приспособлениями для строповки (проушинами, скобами и др.), а места строповки должны быть отмечены краской.

Для облегчения погрузочно-разгрузочных работ и во избежание повреждения элементы конструкций, не имеющие достаточной жесткости и устойчивости в вертикальном положении, должны быть соединены в пакеты, а мелкие детали конструкций упакованы в ящики. Пакеты, составленные из отдельных элементов, должны вписываться в габарит очертания погрузки и в процессе перевозки без каких-либо переделок перегружаться с железнодорожного на морской транспорт, и наоборот. Как правило, пакетируются: стропильные и подстропильные фермы; решетчатые подкрановые

Таблица 42.12. Грузоподъемность и число стрел и кранов на морских судах



Наименование судна	Стрелы		Краны		Наименование судна	Стрелы		Краны	
	грузоподъемность, т	число	грузоподъемность, т	число		грузоподъемность, т	число	грузоподъемность, т	число
«Полтава»	60	1	КЭ 26 м, 2,5/5	13	«Муром»	60	1	—	—
«Бежица»						10	4	—	—
«Белорецк»	60/25/7,5	2	5	6		5	8	—	—
«Выборг»	60	1	—	—		3	1	—	—
	5	12	—	—	«Новгород»	80	1	5	5
«Капитан Кушнаренко»	—	—	2,5/5	12	«Омск»	60	1		
						2,5	1	5	12
«Красноград»	60	1	5	4	«Тула»	60	2	—	—
	40	1	—	—		5	12	—	—
«Краснокамск»	60	1	—	—	«Симферополь»	60	1	—	—
	40	1	—	—		10/3	4	—	—
	10/5	4	5	4		5/3	12	—	—
«Лениногорск»	60	1	—	—		1,5	2	—	—
	25	1	—	—	«Славянск»	60	2	2,5/5	6
	10	2	—	—		10	4		
	5	14	—	—	«Тикси»	60	2		
«Ленинский комсомол»	60	2	—	—		5	16		
	10	4	—	—					
	5	10	—	—					

Таблица 42 13 **Размеры трюмов, твиндеков и люков в судах**

Наименование судна	Номера и размеры, м						Размеры люков, м	
	трюмов			твиндеков				
	№	длина	глубина	№	длина	высота	длина	ширина
«Полтава», «Бежица»	I	16,1	4	I	16,1	3,6	8,4	6
	II	17,3	6,6	II	17,3	3,3	13,7	6,1
	III	18,4	6,6	III	16,8	3,1	19,7	6,1
							13,7	6,1
	IV	28,8	6,6	IV	27,2	3,1	24,9	6,1
							24,9	6,1
	V	17,6	6,6	V	17,6	3,1	13,7	6,1
							13,7	6,1
«Белорецк»	I	17,5	4,5	I	17,5	4,5	9,6	5,2
	II	17,8	7	II	17,8	4,2	11	10
	III	25	7	III	25	3,6	16,2	10
	IV	25	7	IV	25	3,6	17,9	10
	V	27,7	3,8	V	27,7	4,2	16,2	8
	Полубак					2,2	11	8
«Выборг»	I	18	5,5	I	18	4,3/2,6	9,1	4,5/6
	II	17,2	5,5	II	17,2	4	10,6	11
	III	26,4	6	III	26,4	4	19	11
	IV	16	6,2	IV	16	4	9,1	11
	V	20,4	3	V	20,4/17,2	3,4/3	12,9	6/11
«Капитан Кушнаренко»	I	16,4	4,5	I	13,6	2,2	9,6	7,1
	II	19,6	7,7	II	19,6	3,3	11	10,8
	III	18,3	7,6	III	18,3	3	11	10,8
	IV	17,4	7,7	IV	17,4	3,5	11	10,8
	V	18,3	7,7	V	18,3	3,5	11	11
	VI	16,3	8,1	VI	19,4	3,2	9,6	9,4
«Красноград»	I	17,4	5,6	I	19,2	5,4	8,2	9,2
	II	16,2	6,2	II	16,2	3,6	10,6	10,6
	III	30	6,2	III	27,2	3,3	22,7	10,6
	IV	16,3	6,2	IV	16,8	3,3	10,6	10,6
	V	15,5	3,5	V	19,5/21,2	2,3/2,6	10,5/6,8	9,1/7
«Краснокамск»	I	17,4	5,6	I	19,2	5,4	8,2	9,2
	II	16,2	6,8	II	16,2	3,6	10,6	10,6
	III	30	6,2	III	27,2	3,3	22,7	10,6
	IV	16,8	6,2	IV	16,8	3,3	10,6	10,6
							10,5	5,8
	V	15,5	3,5	V	19,5/21,2	2,3/2,6	9,1	7
«Леннногорск»	I	17,8	6,9	I	17,8	4,3	7,5	3,8
	II	20,8	7,9	II	16,5	3,7	15,2	6,5
	III	20,8	7,9	III	21,6	3,2	12,3	6,5
	IV	23,8	5,7	IV	23,8	3,2	14,6	6,5
	V	19,2	5,7	V	17,7	5,6	8,5	6,5
«Ленинский комсомол»	I	16,8	6,5	I	16,8	4,4	8,4	6,6
	II	19,2	8,4	II	19,2	4,2	11,8	9
	III	18,7	8,1	III	22,9	3,9	11,8	9
	IV	19,5	8,1	IV	21,2	3,8	11,8	9
	V	19,5	8,1	V	19,5	3,7	11,8	9
	VI	17	5,9	VI	23,1	3,5	9,3	7
					16,2	4,7		
«Муром»	I	16,2	4,5	I	17,8	2,2	13	4,2
	II	18,9	6,4	II	18,9	4	15,4	11
	III	27,6	6,4	III	27,6	3,4	25,9	11
	IV	16,8	6,4	IV	16,8	3,3	13,9	11
	V	22,1	3,7	V	22,1	3,6	14,6	5,7
					16,6	2,8	—	—
«Новгород»	I	18	5,6	I	18,6	4,6	8,2	9,12
	II	20,4	7,2	II	21,4	4	13,66	10,64
	III	20,6	7,2	III	21,4	3,2	13,66	10,64
	IV	20,6	7,2	IV	21,4	3,2	13,66	10,64
	V	15,4	7	V	19	3,6	10,46	10,64
					18,4	3,2	—	—
«Омск»	I	18	5,2	I	18	4,2	10,2	7
	II	18,6	7,4	II	18,6	4	11,2	11
	III	29,8	7,4	III	29,8	3,2	23,2	11
	IV	19	7,4	IV	19	3,4	11,2	11
	V	16,2	4	V	16,2	4,2	9,6	8
					15,1	1	—	—

Наименование судна	Номера и размеры, м						Размеры люков, м	
	трюмов			твиндеков				
	№	длина	глубина	№	длина	высота	длина	ширина
«Тула»	I	15,1	4,5	I	19,4	4,8	9,8	9,5
	II	19,1	6,5	II	22	3,6	12,8	11,1
	III	27,8	6,5	III	29,4	3	20	11,1
	IV	19	6,5	IV	19	3	12	11,1
	V	19,2	3	V	15,1	1,7	10,4	9,5
					18,3	3,8	—	—
«Симферополь»	I		5,8	I		4,2	8,2	3,4
	II		6,2	II		3,5	12,9	8,4
	III		6,2	III		2,8	16,9	8,4
	IV		3,4	IV		3,2	14,6	8,4
	V		3,4	V		3,6	10,7	6,9
«Славянск»	I	17,2	3,3	I	15,2; 17,2	3,7	9,8	9,4
	II	21,4	6,5	II	21,4	3,7	14,4	11
	III	21,3	6,4	III	21,3	3,7	14,1	11
	IV	21,3	6,4	IV	21,3	3,7	14,7	11
	V	16,5	7	V	15,0	4,8	14,6	9,4
«Тикси»	I	21,3	7,7	I	24,8	4,1	11,6	9
	II	20,2	7,7	II	20,2	3	12,1	9
	III	20,2	7,7	III	23,3	2,6	12,1	9
	IV	21	7,7	IV	21	3	12,1	9
	V	18	7,7	V	27,6	3,6	12,1	9

балки; тормозные площадки; элементы площадок, лестниц и перил; негабаритные листовые конструкции; прогоны, связи, элементы фахверка.

Перевозки с участием речных и морских пароходств называются перевозками в прямом водном сообщении; перевозки с участием речных и морских пароходств, а также других видов транспорта (железнодорожного, автомобильного и воздушного) называются перевозками в прямом смешанном сообщении; перевозки морским транспортом между портами СССР одного моря именуются перевозками в малом каботаже, при этом как одно море рассматриваются Черное и Азовское; Японское, Охотское и Берингово; Белое море и Ледовитый океан; перевозки морским транспортом между портами СССР разных морей именуются перевозками в большом каботаже.

Стоимость перевозки стальных конструкций слагается из: собственно платы за перевозку конструкций в зависимости от тарифного расстояния в милях; портового грузового сбора; платы за погрузочно-разгрузочные работы в портах Министерства морского флота СССР; корабельного сбора; платы за хранение грузов; лоцманского сбора; прочих сборов, удельный вес которых незначителен. Размер платы за перевозку стальных конструкций в прямом водном сообщении на экспорт исчисляется по Прейскуранту № 11-03 (стальные конструкции классифицируются по 6-му классу).

Базисная ставка тарифа при перевозках на экспорт исчисляется по следующей схеме за 1 т груза на базисном размере тоннажа:

от 1 до 200 миль	по 1 коп с тонно-мили
» 201 » 500 »	к оплате за 200 миль 2 руб прибавляется по 0,27 коп с тонно-мили
» 501 » 1500 »	к оплате за 500 миль 2,81 руб. прибавляется по 0,15 коп с тонно-мили
» 1501 » 7500 »	к оплате за 1500 миль 4,31 руб. прибавляется по 0,07 коп с тонно мили
» 7501 миль и выше	к оплате за 7500 миль 8,51 руб. прибавляется по 0,06 коп с тонно-мили

За 1 т груза надбавка составляет: при проходе судна через Кильский канал — 10 коп., через Суэцкий канал — 53 коп., через Панамский канал — 42 коп.

Надбавка к ставкам I класса для грузов VI класса 150%.

За перевозки тяжеловесных грузов устанавливаются следующие надбавки к ставкам тарифа, %, при массе одного места:

3 т и более до 15 т	20
свыше 15 » » 30 »	40
» 30 » » 45 »	60
» 45 »	80

За перевозку длинномерных грузов устанавливаются следующие надбавки к ставкам тарифа, %:

за грузы длиной 9 м и более до 15 м	10
» » свыше 15 до 20 м	20
» » » 20 м	30

Если длинномерные грузы одновременно тяжеловесные, то применяется одно повышение тарифа, которое дает наивысшую ставку за все число таких мест, включая палубный груз.

Стоимость перевозок в большом и малом каботаже исчисляется за 1 т груза между портами по Прейскуранту № 11-01.

42.4. ПЕРЕВОЗКА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ РЕЧНЫМ ТРАНСПОРТОМ

Перевозка элементов стальных конструкций может производиться на грузовых речных пароходах, самоходных и несамоходных баржах. Преобладающий вид перевозок стальных конструкций на речном транспорте — перевозки прямым и смешанным железнодорожно-водным сообщением.

Габариты элементов стальных конструкций при перевозке на речном транспорте должны быть аналогичны габаритам, установленным для перевозки на железнодорожном транспорте. Однако вследствие большого разнообразия погрузочно-разгрузочных средств портов и пристаней массы отправочных элементов должны быть в каждом отдельном случае согласованы с управлением соответствующих пароходств.

Необходимые меры для избежания повреждения конструкций при перевозке речным транспортом практически те же, что и при транспортировании морским транспортом (см. п. 42.3).

Стоимость перевозок стальных конструкций речным транспортом исчисляется с учетом условий перевозки: а) перевозки в границах двух и более речных пароходств являются прямыми внутренними водными сообщениями; в) перевозки с участием речных и морских пароходств являются прямыми водными сообщениями; г) перевозки с участием речных и морских пароходств, а также железных дорог являются смешанными железнодорожно-водными сообщениями.

Тарифы на перевозки грузов речным транспортом приведены в Прейскуранте № 14-01.

42.5. ПЕРЕВОЗКА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ВОЗДУШНЫМ ТРАНСПОРТОМ

Высота и ширина элементов стальных конструкций, транспортируемых на самолетах, должны быть на 30—40 мм меньше размеров дверей самолетов, т. е. для элементов, погружаемых на самолет ЛИ-2, не должны превышать 1450—1600 мм и на самолеты ИЛ-12 и ИЛ-14 — 1550×2350 мм. Длина элементов во всех случаях не должна превышать 2500 мм. Масса отдельных элементов конструкций не должна превышать 1 т.

Мелкие детали (фасонки, уголки и др.) должны быть связаны в пакеты или упакованы в ящики.

Стоимость перевозки элементов стальных конструкций воздушным транспортом может быть исчислена с помощью тарифного руководства «Тарифы на авиаперевозки пассажиров, багажа, грузов и почты по воздушным линиям гражданского воздушного флота СССР».

В табл. 42.14 приведены некоторые данные для установления возможности перевозки элементов стальных конструкций вертолетами.

Таблица 42.14. **Транспортирование грузов вертолетами**

Тип вертолета	Объем грузовых кабин, м³	Длина кабины, мм	Размеры ворот грузовой кабины, мм		Груз, погружаемый в кабину			Груз, подвешиваемый к вертолету			Скорость полета, км/ч
			высота	ширина	максимальная длина, мм	максимальная масса, т	дальность полета, км	максимальная длина груза, мм	максимальная масса груза, т	дальность полета, км	
МИ-1	В кабине летчика можно перевозить груз размерами 500×500×1000 мм				—	0,5	300	4000	0,5	50	130
МИ-4	16	—	1850	1600	4500	0,7	400	12 000	1,3	50	140
						1	300	12 000	1,4	10	
						1,5	100	—	—	—	—
КА-26	3,2	2170	1384	1400	3000	1,195	580	—	—	590	170
МИ-6	—	12 000	2650	2500		12	620	—	9	620	250

Примечание. Размеры входных дверей МИ-6: задних 1,62×0,81 м, передних 1,71×0,81 м. Размеры грузового люка в хвостовой части 2,65×2,7 м, центрального люка 1,44×1,93 м.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Инструкция по перевозке грузов негабаритных и погруженных на транспортеры по железным дорогам СССР колеи 1524 мм. М., «Транспорт», 1968.
2. Инструкция по членению стальных конструкций на отправочные элементы и их комплектности. МСН 141-67/ММСС СССР/ЦБТИ Минмонтажспецстроя СССР. М., 1967.
3. **Малов А. Д., Михайлов О. И., Штейнфер Г. М., Ефимов Г. П.** Размещение и крепление грузов в вагонах. Справочник. М., «Транспорт», 1970.
4. МПС СССР. Тарифное руководство № 11-Ж. Правила погрузки и крепления грузов на открытом подвижном составе (приложение № 6 к статье 8 СМГС). М., «Транспорт», 1965.
5. Прейскурант № 10-01. Тарифы на грузовые железнодорожные перевозки (введены с 1.01.74): ч. 1. Правила применения тарифов. Номенклатура грузов; ч. 2. Расчетные таблицы плат за перевозку грузов.
6. Тарифы на перевозки морским транспортом. Прейскурант № 11-01: ч. 1. Тарифы на перевозки грузов в каботажном плавании, портовые сборы, ставки плат за работы и услуги, оказываемые портами ММФ.

7. Прейскурант № 14-01. Тарифы на перевозки грузов и буксировки плотов речным транспортом.
8. Технические условия погрузки и крепления грузов. М., «Транспорт», 1969.
9. Указания по применению габаритов приближения строений. ГОСТ 9238—73*. М., «Транспорт», 1973.
10. Указания по применению габаритов подвижного состава. ГОСТ 9238—73*. М., «Транспорт», 1974.

ГЛАВА 43. МОНТАЖ

43.1. ОСНОВНЫЕ МЕТОДЫ МОНТАЖНЫХ РАБОТ

На монтажную площадку конструкции доставляются с завода в виде отправочных марок, в основном железнодорожным транспортом, и разгружаются на специально оборудованном складе. Склад может предназначаться для обслуживания нескольких сооружений или одного сооружения и размещаться в стороне или в непосредственной близости от строительных площадок.

Предельные массы (и размеры) отправочных элементов определяются условиями перевозки и погрузки, в большинстве случаев они не превышают 30 т, но могут достигать и 60 т. На складе конструкции сортируют, правят, раскладывают в требуемом порядке и, если необходимо, укрупняют. Со склада конструкции поступают на монтаж в порядке, предусмотренном проектом производства работ.

Монтаж конструкций может выполняться: 1) наращиванием в проектном положении или в стороне с последующей надвижкой; 2) подращиванием; 3) поворотом предварительно собранных в горизонтальном положении конструкций.

Наибольшее число конструкций монтируется методом наращивания в проектном положении. Монтаж может выполняться путем установки отдельных элементов или укрупненных блоков, собранных на складе или на стенде у места монтажа из отдельных элементов до подъема в проектное положение. Масса поднимаемых конструкций определяется в основном грузоподъемностью монтажных кранов.

Монтируемый элемент стропят, т. е. прикрепляют к крюку грузоподъемного крана, поднимают, перемещают к месту установки, приводят в положение, отвечающее проектному, выверяют и закрепляют. После закрепления элемент освобождают от стропов. Если выполненное закрепление не обеспечивает устойчивость элемента, его закрепляют дополнительными временными расчалками или распорками. Окончательное закрепление установленного элемента выполняют после снятия с крюка крана и монтажа смежных конструкций; крепление может быть болтовым (обычные или высокопрочные болты) или сварным.

Для выполнения монтажных операций требуется устройство подмостей, обеспечивающих безопасные условия работы, и лестниц для подъема на подмости.

Несмотря на комплексную механизацию трудоемких процессов, процент ручного труда в монтажных работах еще велик; в основном ручной труд требуется при выверке конструкций и закреплении монтажных стыков.

Рис. 43.1. Установка блока покрытия на установщик

Применение «безвыверочного метода» монтажа значительно сокращает объем работ по выверке. При этом методе строганые опорные плиты или башмаки колонн поставляются на монтаж отдельными отправочными марками, колонны изготовляются повышенной точности, они имеют строганую поверхность опирания и точный размер от нижнего торца до отметки установки подкрановых балок, остальные конструкции при этом также изготовляются с повышенной точностью, но в пределах допусков СНиП.

Опорные плиты устанавливаются на фундаменты с применением монтажных приспособлений, тщательно выверяются, временно закрепляются к анкерным болтам и затем подливаются. После достижения бетоном 70% прочности на поверхность плит наносят оси сооружения. Колонны устанавливают строго по осям и закрепляют анкерами. При таком методе не требуется специальной выверки конструкций, за исключением проверки положения рельсов подкрановых путей. Применение безвыверочного метода уменьшает трудоемкость монтажа примерно на 15%.

К наиболее эффективным методам относится крупноблочный монтаж, при котором предварительное укрупнение монтажных элементов в блоки внизу, до подъема, производится с применением кранов небольшой грузоподъемности, после чего блоки устанавливаются в проектное положение более мощными кранами.

Крупноблочный монтаж позволяет сократить сроки и объемы работ на высоте, но при этом методе увеличивается масса конструкций из-за установки дополнительных связей.

Применяемый в последние годы конвейерный метод сборки в блоки конструкций покрытий одноэтажных промзданий большой площади застройки и крупноблочный их монтаж (рис. 43.1) уменьшают трудоемкость монтажных работ, сокращают сроки монтажа и стоимость строительства (см. гл. 11).

Сборка металлоконструкций блоков, строительные работы по устройству кровли и монтаж технологического оборудования в межферменном пространстве выполняются на открытом тележечном конвейере со стационарным стендом на первой стоянке. На стенде основные конструкции комплектуются в неизменяемый блок с точными геометрическими размерами.

Время сборки блока на первой стоянке прямо пропорционально числу элементов, обеспечивающих неизменяемость блока, и трудоемкости закрепления стыков этих элементов; оно определяет темп передвижения конвейера, так как все последующие работы могут быть распределены на необходимое число стоянок конвейера.

Число стоянок конвейерной линии зависит от типа конструкций блока и объема встроенных конструкций. Конвейерная линия включает стоянки для работ по устройству кровли и остеклению фонарей, монтажа электро- и санитарно-технического оборудования, воздухопроводов и для выполнения других операций.

Строительные работы и окраска конструкций в зимнее время должны выполняться в закрытом помещении, обеспечивающем защиту от влаги и поддержание положительной температуры. Для этого участка конвейерной линии может быть использован один из пролетов монтируемого здания.

Готовые блоки на конвейерных тележках (рельсовых или пневмоколесных) доставляются под монтажный кран. Кран поднимает блоки и ставит их на установщик, передвигающийся по заранее смонтированным подкрановым путям, или, если они отсутствуют, по рельсовым путям, уложенным на земле по всей длине монтируемого пролета. Крайние (со стороны крана) блоки устанавливаются сразу в проектное положение.

Наиболее эффективно использование конвейерного метода сборки для цехов, оборудованных мостовыми кранами. В этом случае не требуется устройство дорогостоящих путей: внутри пролетов блоки могут доставляться установщиком, передвигающимся по подкрановым балкам.

Рис. 43.2. Подъем царги кожуха домны

Конвейерная сборка применяется для монтажа покрытий как из специально запроектированных блоков нескольких типов, так и из блоков, образованных из обычных типовых конструкций.

Из числа специальных блоков более предпочтительны полностью готовые блоки симметричной конструкции, после установки которых в проектное положение требуются минимальные работы по устройству стыков кровли.

Для монтажа блоков из типовых конструкций требуется применение установщиков с дополнительными выдвижными элементами, поддерживающими консольно нависающие участки кровли, что повышает стоимость монтажа. Применение конвейерной сборки таких блоков должно быть экономически обосновано.

В конструкциях блоков должна быть предусмотрена возможность их строповки — узлы, отверстия и т. д.

Дальнейшее развитие крупноблочного монтажа представляет сборка и подъем в проектное положение пространственных блоков каркаса (рис. 43.2). Возможность монтажа конструкций пространственными блоками должна быть предусмотрена при проектировании сооружения. Существующие типовые конструкции промзданий, как правило, можно укрупнять в пространственные блоки и устанавливать в проектное по-

ложение только через один. В этом случае промежутки между блоками монтируются россыпью, что значительно уменьшает эффективность монтажа и требует применения кранов с большим вылетом стрелы.

Пространственное укрупнение применяется как для одноэтажных, так и для многоэтажных каркасов. В качестве удачных примеров такого метода можно назвать монтаж многоэтажных каркасов асбестовых комбинатов в городах Асбест и Киембаево.

Сборка конструкций в стороне и надвижка в проектное положение часто применяются при реконструкциях, смене перекрытий и т. п., когда монтажный кран нельзя расположить вблизи монтируемых конструкций и необходимо сократить сроки перерыва работы предприятия.

При смене покрытий обычно устраивают пути надвижки по подкрановым путям или по специальным балкам, закрепленным к верху колонн. С помощью этих путей разбирают старое покрытие, а затем в торце здания собирают блоки из ферм, связей, кровли и поднимают на пути надвижки. Блоки с помощью лебедок перемещают к месту установки, где домкратами устанавливают в проектное положение.

Метод надвижки конструкций применяется при замене доменных печей, что позволяет сократить сроки их простоя. Конструкции новой доменной печи собирают в стороне от действующей на специальных путях надвижки. После демонтажа действующей печи и реконструкции или ремонта фундаментов собранную домну надвигают в проектное положение и монтируют остальные конструкции. Масса надвигаемых конструкций достигает 12 000 т.

Методом надвижки монтируют шахтные копры; при этом совмещаются работы по устройству ствола шахты и копра. Этот метод применяют также при монтаже мостов.

Перемещение особо тяжелых конструкций при надвижке производится на катках диаметром 100—140 мм, соединяемых по нескольку штук в тележки, по железобетонному основанию, выложенному металлическими плитами. К низу надвигаемых конструкций крепятся балки, опирающиеся на катки накаточных путей.

Монтаж методом поворота конструкций, предварительно собранных в горизонтальном положении, применяется главным образом для высотных сооружений, таких, как радио- и телемачты, башни, вытяжные и дымовые трубы, небольшие в плане высокие этажерки, т. е. в тех случаях, когда сборка в горизонтальном положении не требует сложных дополнительных монтажных устройств. Поворот может выполняться с помощью такелажных средств (мачты, шевры) вокруг шарнира, предусмотренного в конструкции опирания. Такое решение наиболее предпочтительно. Другой способ — вывешивание конструкции над фундаментами с помощью грузоподъемных механизмов. При этом решении требуются механизмы с большой высотой подъема и большой грузоподъемности.

Метод монтажа подращиванием конструкций применяется для монтажа высоких конструкций сравнительно небольшого размера в плане. Таким методом монтируют все башенные краны большой грузоподъемности, этим же методом были смонтированы конструкции шпиля МГУ в Москве, телевизионная башня в Киеве, антенны телебашен в Вильнюсе и Таллине, выхлопная труба в Джамбуле и некоторые емкости колонного типа. Монтаж начинается с установки конструкций нижней части сооружения (постамента), которые в дальнейшем служат опорой для подъемных устройств и направляющими для выдвигаемых конструкций Одна из граней нижней части должна иметь проем для подведения секций. Внутри постамента в первую очередь монтируется верхняя часть сооружения. К низу смонтированной части прикрепляют балки с подъемными полиспастами или с подъемными винтами. После подъема верхней части на высоту, достаточную для подведения очередной секции и установки этой секции, верхнюю часть опускают, оформляют стыки и переносят подъемное устройство вниз. По окончании выдвижения на полную высоту все конструкции закрепляют в проектном положении.

43.2. МОНТАЖНОЕ ОБОРУДОВАНИЕ

43.2.1. Подъемные краны

Подъемные краны служат основными механизмами для перемещения, подъема и установки конструкций при монтаже.

Наиболее широкое применение для монтажа одноэтажных зданий находят гусеничные стреловые краны. Затраты на устройство основания для их работы сравнительно невелики. Обладая большой маневренностью, они также сравнительно мобильны, т. е. их можно быстро перевозить с одной площадки на другую. Для монтажа конструкций применяют краны типа МКГ и СКГ грузоподъемностью от 25 до 160 т: МКГ-25, СКГ-40, СКГ-63, СКГ-100, СКГ-160. Эти краны снабжены как стрелами, так и башенно-стреловым оборудованием, обеспечивающим большое подстреловое пространство.

Для монтажа тяжелых конструкций при большом объеме работ, например при строительстве доменных комплексов, конверторных цехов, большепролетных зданий, применяют башенные краны большой грузоподъемности — типа БК-1000 и БК-1425 (цифры означают грузовые моменты при максимальной грузоподъемности).

В последнее время башенные краны заменяются стреловыми рельсовыми кранами типа СКР-1000, СКР-1500 и СКР-2600 (СКР-2200). Краны типа СКР унифицированы с гусеничными кранами типа СКГ и отличаются от них только ходовой частью; благодаря унификации снижена стоимость изготовления и эксплуатации этих кранов. В отличие от башенных кранов типа БК краны типа СКР можно сравнительно быстро монтировать и демонтировать, что также удешевляет их эксплуатацию.

Башенные и рельсовые краны имеют большое подстреловое пространство благодаря большой длине стрелы и высокой отметке ее крепления. Рельсовые пути для перемещения кранов хорошо организуют монтажную площадку, обеспечивая свободное перемещение крана, но стоимость их достаточно высока и применение должно быть экономически обосновано.

Краны СКР-1500 применяются как монтажные краны при установке блоков (при конвейерной сборке) в проектное положение, а также при подъеме блоков на установщик.

При монтаже каркасов цехов, имеющих большое подземное хозяйство или крупное технологическое оборудование, затрудняющее или исключающее возможность прохода кранов (например, прокатные и электролизные цехи, сахарные заводы и др.), могут быть применены козловые краны, перекрывающие один или два пролета монтируемого цеха. Применение козловых кранов позволяет совместить строительные работы с монтажом конструкций и технологического оборудования. В ряде случаев этот же эффект может быть достигнут при использовании кранов СКР большой грузоподъемности.

Для монтажа легких промзданий рациональны автомобильные и пневмоколесные стреловые краны, обладающие большой мобильностью и хорошей маневренностью. Однако для их установки необходимо прочное основание, что не всегда может быть обеспечено на строительных площадках.

Конструкции многоэтажных высотных зданий монтируются главным образом башенными кранами типа БК-300 или прислонными кранами типа КП грузоподъемностью 10—16 т.

Краном типа КП, передвигаемым по рельсовым путям вдоль здания, конструкции монтируют, как обычным башенным краном, до отметки 50 м, а затем кран закрепляют к монтируемым конструкциям специальной рамкой, которая передает горизонтальные нагрузки от крана на каркас. После закрепления к каркасу кран работает как прислонный и подращивается методом выдвижения башни и подстыковки снизу секций ствола. Отметка крепления стрелы к башне крана не должна быть выше 35 м над верхней рамкой. Максимальная высота башни до отметки крепления стрелы 100 м.

Для монтажа каркасов высотных зданий применяют также самоподъемные башенные краны, опирающиеся на ригели каркаса и перемещающиеся по высоте по мере его возведения. Самоподъемные краны располагают внутри одной из центральных ячеек зданий. В качестве самоподъемного крана может быть использована верхняя часть прислонного крана при добавлении к ней опорных балок и обоймы для перемещения.

В отдельных случаях при технико-экономической целесообразности сооружение может быть смонтировано монтажными механизмами большой грузоподъемности, изготовленными для конкретного случая.

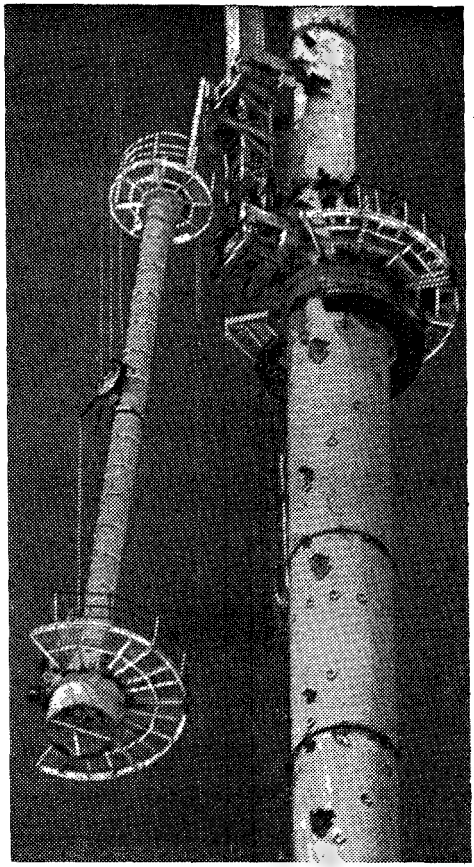


Рис. 43.3. Подъем элемента антенны телебашни

Так, например, для перевозки блоков покрытия эллинга размером 120×36 м от места укрупнения к месту монтажа был изготовлен транспортный портал грузоподъемностью 900 т.

Монтаж конструкций высотных сооружений связи — радиомачт, радио- и телебашен, а также опор радиорелейных линий — выполняется главным образом с помощью самоподъемных кранов.

При монтаже конструкций сооружений с постоянным сечением по высоте (мачты, башни) кран перемещается снаружи по одной из граней мачты и монтирует конструкции объемными секциями (рис. 43.3).

Конструкции башен, имеющих обычно большие размеры в плане, монтируются (россыпью или плоскостями) краном, перемещающимся внутри башни. Кран и обойма подвешиваются к поясам башни.

Некоторые опоры радиорелейных линий, имеющие постоянное сечение по высоте, монтируются посекционным наращиванием по высоте с применением качающегося портала. Портал опирается на пояса опоры и охватывает сооружение. Крепление верха портала и его наклон осуществляются вантами с полиспастами и лебедками, закрепленными к якорям на земле.

Грузоподъемность порталов до 40 т. Качающимися порталами монтируются также конструкции вытяжных труб.

Качающиеся порталы, установленные на земле, применяются при монтаже отдельных сооружений, например радиотелескопов. Порталы для монтажа радиотелескопов имеют грузоподъемность до 2×50 т при высоте подъема до 85 м.

Характеристики и параметры монтажных кранов приведены в «Справочнике по специальным работам. Монтаж стальных и сборных железобетонных конструкций» (М., Стройиздат, 1970) и альбомах оборудования и приспособлений по монтажу строительных конструкций. В справочнике приведены также данные для экономического обоснования выбранного монтажного механизма (стоимость машино-смены кранов и стоимость монтажа и демонтажа).

43.2.2. Оборудование и приспособления для такелажных работ

Для механизации отдельных трудоемких операций, таких, как перемещение конструкции в плане, регулирование опор и др., применяются гидравлические домкраты. Монтажные домкраты изготовляются грузоподъемностью от 10 до 200 т, в большинстве случаев они имеют небольшой ход (120—150 мм), в связи с чем для их перезарядки требуется устройство дополнительных опор.

При отсутствии монтажных кранов отдельные подъемы выполняются с помощью полиспастов и грузоподъемных электрических лебедок.

Для натяжения тросовых расчалок и выверки смонтированных конструкций используют винтовые стяжки.

При строповке монтируемых конструкций к крюку грузоподъемного механизма применяются гибкие и жесткие грузозахватные приспособления (стропы) Стропы должны быть безопасными в работе, обеспечивать сохранность прочности и формы конструкции и наименьшую трудоемкость при строповке и расстроповке Гибкие стропы изготовляются из канатов и имеют на концах петли или крюки для закрепления на конструкции. Жесткие стропы имеют распределительные балки, траверсы, снабженные на концах гибкими подвесками, они применяются для строповки элементов, прочность и устойчивость которых при подъеме требует крепления за несколько точек вертикальными стропами. Для подъема пространственных блоков малой жесткости применяют систему из нескольких траверс с регулированием усилий в стропах.

Установка, выверка и закрепление монтажных элементов выполняются с инвентарных подмостей, которые навешивают на конструкции до их подъема. Для подъема на подмости служат навесные или приставные лестницы.

Характеристики такелажного оборудования и монтажных приспособлений приведены в «Справочнике по специальным работам. Монтаж стальных и сборных железобетонных конструкций».

43.3. ТРЕБОВАНИЯ К МЕТОДАМ МОНТАЖА И КОНСТРУКЦИЯМ

43.3.1. Требования к методам производства работ

К производству монтажных работ предъявляются следующие основные требования: сокращение сроков строительства, снижение его стоимости и повышение производительности труда при условии механизации процессов монтажа и безусловной безопасности работ.

Способ монтажа конструкций любых сооружений должен быть решен на стадии проектирования с тем, чтобы уже в техническом проекте конструкций были учтены монтажные требования. Выбранный способ монтажа должен быть экономически оправдан. Выполнение монтажных требований обычно обеспечивается параллельным проектированием каркаса сооружения и методов его возведения. При этом должны быть решены следующие основные вопросы:

а) членение конструкций на отправочные элементы должно обеспечивать возможность монтажа сооружения выбранным методом при условии укрупнения до подъема отдельных элементов и пространственных блоков и сохранения устойчивости отдельных частей сооружения во время монтажа; при этом необходимо стремиться к сокращению числа отправочных элементов;

б) стыки монтажных элементов должны обеспечивать простоту заводки и крепления, а также устойчивость монтируемых конструкций;

в) основные трудоемкие монтажные операции (закрепление стыков) должны быть механизированы;

г) следует предусматривать максимальную заводскую готовность крупноблочных конструкций в увязке с примыкающими частями технологического оборудования и конструкций;

д) необходимо исключать вырезы на монтаже, доделки «по месту» и другие подобные работы.

Выбранный способ монтажа конструкций, как правило, должен быть таким, при котором не требуется устройство дополнительных поддерживающих сложных приспособлений. Для этого необходимо, чтобы монтируемые конструкции также были неизменяемыми на всех стадиях монтажа. Это — общее требование для всех конструкций и для любых способов монтажа. Однако в некоторых сооружениях все же приходится применять временные монтажные элементы для придания собранной части сооружения прочности и устойчивости. Так, при монтаже радиомачт в проектном положении путем наращивания секций между ярусами постоянных оттяжек устанавливают временные монтажные расчалки. Приходится также расчаливать стропильные фермы покрытий промзданий, устанавливаемые первыми.

Целесообразно использовать в качестве временных монтажных элементов основные конструкции, предназначенные для установки по ходу монтажа позднее (например,

между первыми установленными колоннами монтируются связи из панели, расположенной в середине цеха). Последовательность монтажа конструкций должна предусматривать сборку пространственных жестких блоков с установкой всех элементов, обеспечивающих устойчивость и неизменяемость блоков. Для обеспечения при монтаже правильного (проектного) положения конструкций в пространстве в проекте должны быть обусловлены требования к изготовлению отдельных элементов и всего сооружения в целом. Если необходимая точность геометрических размеров не может быть обеспечена изготовлением в кондукторах, следует требовать, чтобы общая сборка и присверловка сборочных отверстий, а также приварка сборочных приспособлений были выполнены на заводе.

Наибольший эффект дает применение таких прогрессивных методов монтажа, как «безвыверочный метод» монтажа колонн, крупноблочный монтаж с конвейерной сборкой блоков покрытия каркасов одноэтажных промзданий и др.

43.3.2. Монтажные требования к конструкциям

Стальные конструкции сооружений должны быть проверены на монтажные нагрузки, определяемые при разработке основных вариантов производства работ. Прочность и устойчивость отдельных частей конструкций и сооружения в целом должны быть обеспечены на всех стадиях монтажа.

На монтажные нагрузки прежде всего проверяют те узлы, в которых эти нагрузки превышают расчетные или отличаются от расчетных по знаку, а также в которых при монтаже могут возникнуть отличные от расчетных условий деформации: 1) элементы, к которым непосредственно приложены монтажные нагрузки, а также их опорные части; 2) плоские элементы на устойчивость в процессе монтажа (при этом должны быть также обусловлены места строповки конструкций); 3) отдельные монтажные элементы или блоки, если способы их строповки, перемещения и установки заданы типовыми методами производства работ.

Временное усиление конструкций массового применения, рассчитанное на действие монтажных нагрузок, недопустимо. В индивидуальных сооружениях как исключение могут быть применены отдельные элементы усиления, которые следует включать в рабочие чертежи. Конструкции усиления должны быть простыми в установке и демонтаже.

Конструкция блока покрытия для конвейерной сборки должна быть прочной и устойчивой при транспортировке и подъеме в проектное положение без установки временных элементов.

Расположение монтажных стыков должно соответствовать принятым очередности и методам монтажа; так, например, при монтаже многоярусных каркасов устойчивость собранной части сооружения обычно обеспечивается постановкой постоянных связей и ригелей, поэтому монтажные стыки колонн должны быть расположены выше элементов, обеспечивающих устойчивость собранной части сооружения.

Монтажные стыки целесообразно располагать в местах наименьших усилий. При этом следует предусматривать возможность укрупнения конструкций в плоские или пространственные неизменяемые блоки. Установка блоков не должна сопровождаться сложными перемещениями поднятых конструкций. Примыкания элементов должны быть простые, без «вилок» в узлах.

В монтажных узлах опирания тяжелых или крупногабаритных конструкций следует предусматривать столики для крепления стыка.

При проектировании рабочих площадок следует иметь в виду, что монтаж настила наиболее целесообразно выполнять блоками, включающими вспомогательные балки. Необходимо, чтобы монтажные стыки обеспечивали возможность установки укрупненного блока настила опусканием сверху после монтажа главных балок без заводки с торца или сложных разворотов.

В стыках предусматриваются зазоры, чтобы небольшой поворот блока не препятствовал его заводке на место.

Если несколько элементов конструкции крепятся в узле общими болтами, но монтируются в разное время, следует предусматривать дополнительное крепление, обеспечивающее последовательный монтаж. Конструкции примыкания балок к стенке колонн должны обеспечивать свободную их заводку при установленных колоннах; ребра жесткости колонн не должны затруднять установку балок. Если фермы и балки опираются на торцы столиков, приваренных к стенке колонн, то следует учитывать, что в уже смонтированных и закрепленных колоннах имеются определенные отклонения геометрических размеров. Даже при точной длине устанавливаемого элемента его трудно завести между колоннами. В проектах необходимо предусматривать компенсирующие прокладки между стыкуемыми плоскостями, заполняющие монтажные зазоры.

В сварных монтажных узлах, которые крепятся в проектном положении, должно быть предусмотрено не менее двух отверстий для сборочных болтов и подтяжки узла, чтобы обеспечить высокое качество сварки. Применение струбцин для подтяжки узлов увеличивает трудоемкость и опасность производства работ на высоте. Конструкция монтажных узлов должна быть такой, чтобы при выполнении всех операций по их сборке и закреплению могли быть применены типовые монтажные инструменты и приспособления — сборочные ключи, гайковерты и т. д. Необходимо также, чтобы была обеспечена возможность поддержки головки болта при затягивании гайки.

При проектировании сварных узлов сварные монтажные швы предпочтительно выполнять в нижнем положении с разме-

Таблица 43.1 Допускаемые отклонения металлических конструкций при монтаже

Наименование отклонения	Допускаемое отклонение
Допускаемые отклонения от проектных положений опорных плит, опорных устройств и положения опорных болтов	
Верхняя плоскость опорной плиты	
по высоте	±1,5 мм
по уклону	1/1500
Смещение анкерных болтов в плане	
по высоте	±5 мм
по уклону	1/1000
Смещение анкерных болтов в плане	
расположенных внутри контура опоры конструкций	5 мм
расположенных вне контура опоры конструкции	10 мм
Отклонение отметки верха торца анкерного болта от проектной	+20, —0 мм
Отклонение длины нарезки анкерного болта	+30, —0 мм
Допускаемые отклонения смонтированных конструкций от проектных размеров и положений	
Отклонение отметки опорной поверхности колонн и опор (при «безвыверочном» монтаже)	±1,5 мм
Смещение осей колонн и опор	±5 мм
Отклонение оси колонны и опоры от вертикали в верхнем сечении	
при высоте до 15 м	15 мм
» » более 15 м	0,001 высоты, но не более 35 мм
Кривизна колонны	1/750 длины, но не более 15 мм
Наибольший зазор между фрезерованными поверхностями в стыках колонн	1/1500 поперечного размера ветви
Отклонения отметок опорных узлов ферм и ригелей	±20 мм
Стрела прогиба (кривизна) между точками закрепления участков сжатого пояса из плоскости фермы, ригеля или балки	1/750 длины участка, но не более 15 мм
Отклонения расстояний между осями ферм по верхнему поясу	±15 мм
Отклонения расстояний между осями подкрановых рельсов одного пролета	±10 мм
Смещение оси подкранового рельса с оси подкрановой балки	15 мм
Отклонение оси подкранового рельса от прямой	15 мм на участке 40 м
Разность отметок головки подкрановых рельсов в одном разрезе пролета здания:	
на опорах	15 мм
в пролете	20 мм
Разность отметок подкрановых рельсов на соседних колоннах (при расстоянии между колоннами L)	
при L менее 10 м	10 мм
при L более 10 »	1/1000 L, но не более 15 мм
Взаимное смещение торцов рельсов по высоте и в плане	2 мм
Зазор в стыках рельсов (при $t=0°$ С и длине рельса 12,5 м)	4 мм
Отклонение длины опирания стального профилированного настила на прогоны в местах поперечных стыков	0, —5 мм

щением электрода относительно шва примерно под углом 45°.

Конструкция опирания колонн на фундамент должна обеспечивать безвыверочный метод монтажа, при котором опорные строганые плиты устанавливаются на фундамент, выверяются и бетонируются до установки колонн.

При безвыверочном монтаже рельсы могут быть установлены и закреплены на подкрановых балках внизу до их подъема.

Требования к определенной последовательности и другим особенностям выполнения монтажных работ перечисляют в пояснительной записке к проекту конструкций с тем, чтобы эти условия были учтены также в проекте производства работ.

Главой СНиП III-18-75 установлены допускаемые отклонения проектных размеров для монтажных элементов, выпускаемых заводами. Там же приведены отклонения проектных размеров, допускаемые при монтаже отдельных элементов, включая отклонения на устройство фундаментов под стальные конструкции, а также на размеры и положение опорных закладных частей. Некоторые допуски приведены в табл. 43.1.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1 **Броверман Г. Б.** Строительство мачтовых и башенных сооружений. М., Стройиздат, 1970.

2 **Инструкция** по монтажу стальных конструкций промзданий и сооружений. МСН 246-70/ММСС—СССР. М., 1971.

3 **Корниенко В. С., Поповский Б. В.** Сооружение резервуаров. М., Стройиздат, 1971.

4 **Кочетов Б. В., Огай К. А., Клевцев К. В.** Строительно-монтажный конвейер. М., Стройиздат, 1974.

5 **Монтаж** металлических и железобетонных конструкций/Б. П. Калинин, Л. М. Копп, Б. Я. Мойжес, А. Д. Соколова. М., Стройиздат, 1972.

6 **Справочник** по специальным работам. Монтаж стальных и сборных железобетонных конструкций/Под ред. И. П. Олесова. М., Стройиздат, 1970.

7 **Строительные** нормы и правила. Правила производства и приемки работ. Металлические конструкции. СНиП III-18-75. М., Стройиздат, 1976.

ГЛАВА 44 МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ПРОЦЕССЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Эффективность применения того или иного варианта конструкций в значительной мере определяется возможностью сопоставления технико-экономических показателей разрабатываемых конструктивных решений в ходе проектирования.

Действующая система укрупненных нормативов для определения сметной стоимости при разработке вариантов стальных конструкций не позволяет учесть влияние конкретных особенностей данного решения на стоимость и трудоемкость. Между тем в большинстве случаев именно конструктивное «оформление» элементов вместе с компоновочными решениями сооружения имеет

решающее значение для уровня технико-экономических показателей.

Существенное затруднение в создании методов экономической оценки вариантов при проектировании представляет установление рационального объема расчетов и степени их точности. Так, слишком большое упрощение расчетов может привести к недостоверности результатов, из-за чего утрачивается смысл самих расчетов. С другой стороны, излишне подробные методы, в которых делается попытка учесть максимальное число факторов, влияющих на экономические показатели, приводит к неоправданной перегрузке проектировочной работы.

Ниже приведены способы расчета технико-экономических показателей стальных конструкций на стадии проектирования применительно к принятой системе ценообразования. Несмотря на упрощения, заложенные в существе методики, она достаточно удобна и определяет близкое совпадение результатов расчета с фактическими данными. Приведенные в главе нормативы и показатели не могут быть использованы при расчетах на стадии производства и монтажа конструкций.

44.1. ТРУДОЕМКОСТЬ ИЗГОТОВЛЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ

Наиболее удобный и простой способ определения трудоемкости, основанный на членении конструкции на основные и дополнительные детали, предложен Я. М. Лихтарниковым и развит в последующих работах ЦНИИпроектстальконструкции. По этому способу трудоемкость изготовления конструкции (чел.-ч) может быть выражена следующими эмпирическими формулами:

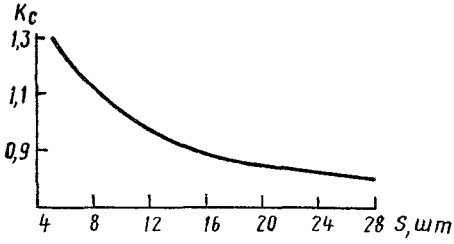


Рис. 44.1. Определение коэффициента серийности

для конструкций из стали класса С38/23:

$$T_и = AK_c\sqrt{G_0 n_0}; \qquad (44.1)$$

для конструкций с применением низколегированных и термоупрочненных сталей классов, более высоких, чем С38/23:

$$T_и = \left[A + C\left(K_т\sqrt{\alpha} - 1\right)\right] K_c \sqrt{\frac{G_0 n_0}{\alpha}}. \qquad (44.2)$$

В этих формулах:

A и C — эмпирические коэффициенты технологичности конструктивной формы, определяемые по табл. 44.1, полученные на основании анализа укрупненных пооперационных нормативов времени для заводов металлоконструкций. Коэффициент A устанавливается в зависимости от строительного коэффициента массы ψ, представляющего собой отношение общей массы (в т) конструкции к массе основных деталей* G/G_0. Для конструкций, в которых применена сталь повышенной или высокой прочности, строительный коэффициент массы конструкции

$$\psi_в = 1 + \frac{\psi - 1}{\alpha}; \qquad (44.3)$$

коэффициент C определяется видом конструкции; K_c — коэффициент, учитывающий снижение трудоемкости при изготовлении конструкций сериями, определяемый по рис. 44.1 в зависимости от числа одновременно изготовляемых конструкций в серии (s). Если объем серии неизвестен, следует принимать $K_c = 1$; α—коэффициент снижения массы основных деталей конструкции, в которой применена сталь класса выше С38/23, являющийся отношением массы основных деталей конструкции при выполнении из стали класса выше С38/23 $G_{0\text{-}в}$, к массе основных деталей из стали класса С38/23 G_0. Если данные о массе основных деталей отсутствуют, то средние значения этого коэффициента могут быть приняты по табл. 44.2; $K_т$ — коэффициент, учитывающий повышение удельной (на 1 т) трудоемкости изготовления конструкций из сталей класса выше С38/23, принимаемый по табл. 44.3; n_0 — число основных деталей, определяемое по чертежам с учетом расположения заводских стыков. Для расчетов, когда на чертежах заводские стыки не указаны, предельные размеры прокатного металла могут быть приняты по табл. 44.4.

При сравнении двух вариантов конструкции, отличающихся классами стали и массой основных деталей:

$$T_и^{(II)} = T_и^{(I)} \frac{A + p^{(II)}}{A + p^{(I)}} \text{ чел.-ч}; \qquad (44.4)$$

где из формулы (44.2)

$$C\left(K_т\sqrt{\alpha} - 1\right) = p; \qquad (44.5)$$

$p^{(I)}$ и $p^{(II)}$ — для рассматриваемых вариантов определяются своими значениями $K_т$ и α.

---

* К основным деталям относятся: в сплошных подкрановых балках — несущие детали поперечного сечения, образующие пояса и стенки; в стропильных, подстропильных, вспомогательных фермах и фонарях — несущие детали поперечного сечения поясов, решетки, шпренгелей; в сквозных подкрановых частях колонн — несущие детали поперечного сечения ветвей; в сплошных колоннах и надкрановых частях сквозных колонн — несущие детали поперечного сечения (пояса и стенки). Для других конструкций выбор основных деталей подобен изложенному.

К дополнительным деталям относятся: детали, соединяющие основные (например, стыковые накладки, фасонки и сухари в стержнях ферм из уголков, решетка сквозной подкрановой части колонн и т. п.), диафрагмы и другие подобные перечисленным детали.

Таблица 44.1. Значения коэффициентов технологичности A и C для определения трудоемкости изготовления

Характеристика конструкций	Значения C	Значения A при строительных коэффициентах массы ψ											
		1,07	1,1	1,15	1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	2
Решетчатые колонны постоянного сечения при высоте здания до 9,6 м с основными деталями из профильного или листового проката	3	—	—	—	—	—	13,2	13,6	14,2	14,6	15,2	15,6	16,4
То же, переменного сечения при высоте здания до 10,8 м с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т, с основными деталями из профильного или листового проката	4,5	—	—	—	—	—	12,9	13,5	14	14,5	15	15,4	16,3
То же, переменного сечения при высоте здания от 10,8 до 18 м с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т, с основными деталями из профильного или листового проката	4,5	—	—	—	—	—	11,3	11,8	12,2	12,6	13	13,4	14,1
То же, переменного сечения при высоте здания от 18 до 21 м с мостовыми кранами грузоподъемностью до 100 т, с основными деталями из листового проката	4,5	—	—	—	—	—	11,6	12	12,5	12,8	13,3	13,8	14,2
То же, сплошные при высоте здания до 9,6 м с основными деталями из профильного или листового проката	4,5	—	—	—	—	—	14,7	15,3	15,8	16,4	16,7	17,4	18,1
Треугольные фермы из уголков	1,5	1,5	1,8	2,2	2,6	2,9	3,2	3,7	—	—	—	—	—
Стропильные фермы из спаренных уголков	1,5	2,5	2,5	2,6	2,6	2,7	2,7	2,8	—	—	—	—	—
То же, из труб	3,4	3,9	4	4,1	4,2	4,2	4,3	4,5	—	—	—	—	—
То же, из открытых гнутых профилей (образованных из одной заготовки)	2,1	2,6	2,7	2,7	2,8	2,8	2,9	3	—	—	—	—	—
То же, из замкнутых гнутосварных профилей (образованных из одной заготовки)	4,2	4,2	4,3	4,4	4,5	4,6	4,7	4,9	—	—	—	—	—
Подстропильные фермы из спаренных уголков	1,5	2,4	2,4	2,4	2,5	2,6	2,6	2,7	—	—	—	—	—
То же, из труб	3,4	3,4	3,5	3,5	3,6	3,7	3,8	3,9	—	—	—	—	—
То же, из открытых гнутых профилей (образованных из одной заготовки)	2,1	2,3	2,3	2,4	2,4	2,5	2,5	2,6	—	—	—	—	—
То же, из замкнутых гнутосварных профилей (образованных из одной заготовки)	4,2	3,7	3,8	3,8	3,9	4	4	4,2	—	—	—	—	—
Балки покрытий сварные	4	—	8,4	8,6	8,7	9	9,1	9,5	—	—	—	—	—
Балки покрытий из профильного металла	4	—	8,3	8,5	8,7	8,9	9	9,3	—	—	—	—	—
Подкрановые балки легкого режима работы $L=6$ м	4	—	7,7	7,9	8,1	8,2	8,4	8,7	—	—	—	—	—
То же, $L=12$ м	4	—	11	11,2	11,4	11,7	11,9	12,3	—	—	—	—	—
То же, среднего режима работы $L=12$ м	4	—	11,3	11,6	11,8	11,9	12,3	12,7	—	—	—	—	—
То же, тяжелого режима работы $L=6$ и 12 м и блоки подкрановых балок	4	—	16,1	16,5	16,9	17,2	17,5	18,2	—	—	—	—	—

Таблица 44.2. **Средние значения коэффициентов α для эффективных классов сталей и экономичных профилей**

Вид сталей и экономичных профилей	α	$\sqrt{\alpha}$
Эффективные классы стали		
Термически упрочненная углеродистая сталь (предел текучести 290 МПа, класс С44/29)	0,89	0,94
Низколегированная сталь для основных несущих конструкций общего назначения (предел текучести 330—400 МПа, классы С46/33, С52/40)	0,83	0,91
Высокопрочная низколегированная сталь для основных несущих конструкций, зданий и сооружений (предел текучести 450 МПа, класс С60/45)	0,72	0,85
Высокопрочная низколегированная сталь для основных несущих конструкций зданий и сооружений (предел текучести 600 МПа, класс С70/60)	0,69	0,82
Низколегированная сталь для конструкций «северного исполнения» (предел текучести 290—330 МПа, классы С44/29—С46/33)	0,91	0,95
Экономичные профили проката*		
Балки двутавровые широкополочные	0,97	0,98
Тонкостенные электросварные трубы, замкнутые гнутосварные профили	0,85	0,92
Холодногнутые открытые профили	0,88	0,94

* При одновременном применении экономичных профилей и эффективных марок коэффициенты должны быть перемножены.

Таблица 44.3 **Коэффициент $K_т$**

С38/23	С46/33	С52/40	С60/45	С70/60
1	1,15	1,18	1,22	1,36

Примечание. Для конструкций с основными деталями из сталей разных классов прочности

$$K_т = (\Sigma K_{тi} G_{oi}) / G_o,$$

где $K_{тi}$, G_{oi} — коэффициент повышения удельной трудоемкости изготовления основных деталей и их масса по каждому классу прочности.

Таблица 44.4. **Предельные размеры прокатного металла, рекомендуемые для определения условного числа основных деталей**

Размеры, мм	Лист толщиной, мм		Уголки, двутавры, швеллеры, трубы, гнутые профили
	до 4	более 4	
Ширина	2000	2500	—
Длина	5000	8000	12 000

Если конструкция с трудоемкостью изготовления $T_и^{(I)}$ запроектирована из стали класса С38/23, то

$$T_н^{(II)} = T_и^{(I)} \left(1 + \frac{p^{(II)}}{A}\right) \text{ чел.-ч.} \quad (44.6)$$

Если в конструкциях применяются гнутые профили, выпускаемые на заводах металлоконструкций, в общей трудоемкости следует дополнительно учитывать: трудоемкость гибки на кромкогибочном прессе в размере 2,5 чел.-ч/т; трудоемкость поэлементной сборки гнутых профилей в размере 0,2 чел.-ч на 1 элемент.

44.2. СТОИМОСТЬ КОНСТРУКЦИЙ

В соответствии с принятой системой ценообразования в промышленном производстве и на строительно-монтажных работах стоимость (руб.) стальных конструкций в деле, т. е. установленных в проектное положение, определяется выражением

$$C_д = \left(1 + \frac{0,15}{\alpha'}\right)[1,01\,(C_и + C_т) + C_м] + 1,23\,C_{о.п}, \quad (44.7)$$

где α' — коэффициент снижения массы конструкции по сравнению с аналогичной, выполненной в традиционных решениях из стали марки Ст3:

$$\alpha' = 1 - \frac{1-\alpha}{\psi}; \quad (44.8)$$

$C_и$ — заводская стоимость конструкции, руб.; $C_т$ — стоимость транспортирования конструкций, руб.; $C_м$ — стоимость сборки и установки конструкций, руб.; $C_{о.п}$ — стоимость окраски, устройства и разборки подмостей для окраски, руб.

Заводская стоимость конструкций, руб.:

$$C_и = 1,144\left(c_{о.м}\,G + 3,65\,T_и + \frac{3,54G}{\alpha'}\right), \quad (44.9)$$

где $c_{о.м}$ — стоимость основных материалов (прокат, сварочные и окрасочные материалы, метизы), руб/т; G — масса конструкции, т.

Стоимость транспортирования, руб.:

$$C_т = \frac{c_т G}{\alpha'}, \quad (44.10)$$

где $c_т$ — стоимость транспортирования 1 т конструкций от станции отправления к месту монтажа, руб/т. Укрупненные средние значения стоимости транспортирования, принятые в Ценнике № 1 средних районных сметных цен на материалы, изделия и конструкции Госстроя СССР изд. 1968 г. (ч. II «Строительные конструкции и изделия»), приведены в табл. 44.5.

Стоимость сборки и установки конструкций, руб.:

$$C_м = K_р\,K_м\,c_м\,G, \quad (44.11)$$

где $K_р$ — коэффициент, учитывающий район строительства. При принятом для смет-

Таблица 44.5 **Укрупненные средние значения стоимости транспортирования конструкций для различных районов строительства, руб/т**

Наименование конструкций	Европейская часть СССР, кроме Коми АССР, областей и республик Северного Кавказа, областей Урала и Приуралья	Автономные республики, края и области Северного Кавказа	Области Урала, Приуралья, Западной Сибири, союзных республик Средней Азии и Казахстана	Карельская АССР, автономные республики, края и области Восточной Сибири	Края и области Дальнего Востока
Колонны легкого типа из швеллеров и двутавров, каркасы стен	9,7	16,6	12,6	14,6	51,2
Колонны со сплошной стенкой массой до 15 т и решетчатые из прокатных профилей или листа массой до 5 т	10,3	12,3	12,3	14,3	50,9
То же, со сплошной стенкой или решетчатые массой более 15 т, а также колонны для многоэтажных зданий	9,4	17,3	12,3	14,4	51
Колонны решетчатые со сварными составными ветвями массой от 5 до 15 т	10,5	17,5	12,5	12,5	51,5
Подкрановые балки из прокатных двутавров и швеллеров	9,7	16,6	12,6	14,6	51,2
Подкрановые балки со сплошной стенкой, разрезные или неразрезные, массой до 3 т, монорельсы	10,3	17,3	12,3	14,3	50,9
Подкрановые балки со сплошной стенкой, разрезные или неразрезные, массой от 3 до 5 т	10,4	19,3	14,4	16,3	53
Подкрановые балки со сплошной стенкой массой от 5 до 15 т	10,5	17,4	12,4	14,4	51
Подкрановые балки со сплошной стенкой массой от 15 т и более	9,5	16,9	12,4	14,4	51
Подкрановые балки коробчатого сечения, подкраново-подстропильные фермы	9,3	17,2	12,2	14,3	50,9
Тормозные конструкции	9,8	16,7	12,8	14,8	51,4

Продолжение табл 44.5

Наименование конструкций	Европейская часть СССР, кроме Коми АССР, областей и республик Северного Кавказа, областей Урала и Приуралья	Автономные республики, края и области Северного Кавказа	Области Урала, Приуралья, Западной Сибири, союзных республик Средней Азии и Казахстана	Карельская АССР, автономные республики, края и области Восточной Сибири	Края и области Дальнего Востока
Стропильные фермы двухуголковые пролетом от 18 до 36 м и из одиночных уголков пролетом до 24 м	13,4	24	17	20	74,4
То же, пролетом 36 м и более и из открытых или замкнутых холодногнутых профилей	12,2	24,1	17,1	20,1	74,5
Стропильные фермы из открытых или замкнутых профилей пролетом 18, 24 и 36 м	13,9	23,9	17	20	74,4
Стропильные фермы из одиночных уголков пролетом от 24 до 36 м и подстропильные пролетом 24 м	13,2	24,1	17,1	20,1	74,5
Фонари световые и аэрационные	10,3	17,3	12,3	14,3	50,9
Связи, распорки и тяжи	10,8	17,7	12,7	14,7	51,3
Прогоны сечением из одного профиля из двутавров и швеллеров, сечением из 2—3 профилей и из холодногнутых профилей	9,7	16,6	12,6	14,6	51,2
Прогоны сложные (решетчатые типа ферм), кровельный настил и щиты покрытий	10,3	17,3	12,3	14,3	50,9

Примечание Более точно стоимость перевозки определяется по расчетам, учитывающим степень загрузки подвижного состава конкретными конструкциями, тарифы на перевозки, перегрузки и т. д. (см табл. 42.6).

Таблица 44.6 **Средние значения коэффициента $K_р$**

№ п/п	Район монтажа конструкций	$K_р$
1	Европейская часть СССР, кроме районов, оговоренных в пп 2, 3 и 5	1
2	Удмуртская АССР, области Урала, Приуралья, Западной Сибири (южнее 60-й параллели), республики Средней Азии и Казахская ССР	1,1
3	Карельская АССР, Коми АССР (южнее Полярного круга), Бурятская АССР, Красноярский край и области Восточной Сибири (южнее 60-й параллели)	1,13
4	Дальневосточные области	1,21
5	Мурманская обл	1,27

Таблица 44.7 **Значения коэффициента $K_м$**

Наименование конструкций	Класс стали		
	С38/23	С46/33	выше С46/33
Колонны массой до 8 т и фермы массой до 3 т	1	1,07	1,17
Колонны массой более 8 т и фермы массой более 3 т	1	1,1	1,2
Подкрановые балки	1	1,12	1,22

Примечание. Если конструкция запроектирована из сталей с различными классами прочности, $K_м = (\Sigma K_{мi} G_i)/G$, где $K_{мi}$, G_i — коэффициенты $K_м$ и масса деталей по каждому классу прочности.

Таблица 44.8 **Значения $c_м$ и $c_{о.п}$ для колонн со связями и фахверков, руб/т**

Конструкции	$c_м$ при высоте зданий			$c_{о.п}$
	≤15 м	от 15 до 25 м	от 25 до 40 м	
Колонны стальные.				
массой до 8 т	14,6	16,2	16,7	6,1
» от 8 до 15 т	16	17,6	18,1	4,5
массой более 15 т	17,8	18,8	19,1	4,5
Связи по колоннам	13,5 / 16,2*	14,3 / 17,1*	14,6 / 17,4*	10,2
Фахверк	19,1	20,9	21,4	10,5

* По железобетонным колоннам

ных расчетов территориальном делении страны укрупненные значения этих коэффициентов представлены в табл 44 6; $K_м$ — коэффициент, учитывающий повышение стоимости сборки и установки конструкций с применением низколегированных и термоупрочненных сталей, принимаемый по табл. 44.7; $c_м$ — стоимость сборки и установки 1 т конструкций, руб/т, которая по действующим сметным расценкам может быть принята по табл. 44.8 и 44.9.

При сборке и установке конструкций на высокопрочных болтах

$$C_м = K_р K_м (c_м G + 0,23 m), \quad (44.11а)$$

где m — число высокопрочных болтов.

Стоимость окраски, устройства и разборки подмостей, руб/т конструкций:

$$C_{о.п} = K_р c_{о.п} G, \quad (44.12)$$

где $c_{о.п}$ — суммарная стоимость окраски, устройства и разборки подмостей на 1 т конструкций, принимаемая по действующим сметным расценкам (см. табл 44.8 и 44.9).

Стоимость основных материалов $c_{о.м}$ на 1 т конструкции для укрупненных расчетов может быть принята по значениям, приведенным в табл. 44.10.

При наличии спецификации металла можно по оптовым ценам черной металлургии (Прейскуранты № 01-02 и 01-04 изд. 1975 г.) установить базовую цену набора применяемых в проекте профилей на 1 т конструкций. В этом случае стоимость основных материалов по принятым правилам ценообразования стальных конструкций составляет, руб. т:

$$C_{о.м} = 1,035 (Ц_м K_{пр} K_{отх} + 1,5), \quad (44.13)$$

где $Ц_м$ — базовая цена набора профилей проката в конструкции, руб/т; $K_{пр}$ — коэффициент приплат к оптовым ценам, учитывающий соответствие требованиям качества проката и условия его поставки, принимаемый по табл 44.11; $K_{отх}$ — коэффициент, учитывающий отходы металла при изготовлении конструкции, принимаемый по табл. 44.12; 1,035 — коэффициент, учитывающий среднюю стоимость других (кроме прокатной стали) основных материалов; 1,5 — средняя стоимость доставки прокатной стали от станции назначения железных дорог до складов заводов-изготовителей.

Базовые цены на прокат стали марки Ст3 приведены в Прейскуранте № 01-02, ч. I, II и III, а на прокатную сталь низколегированных марок в дополнениях № 3 к ч. I и № 2 к ч. II Прейскуранта № 01-02. На гнутые профили из стали марок Ст3 цены могут быть приняты по дополнению № 5 к ч. III Прейскуранта № 01-02. При применении гнутых профилей из стали других марок оптовые цены следует определять с учетом разницы в оптовых ценах на листовую сталь. Гнутосварные профили расцениваются на 10% дороже.

Оптовые цены на сварные трубы приведены в Прейскуранте № 01-04 изд. 1975 г. При применении труб из сталей марок, не указанных в Прейскуранте № 01-04, оптовые цены определяются исходя из цены труб соответствующих размеров, увеличенной (или уменьшенной) на разницу в цене листовой стали той же толщины с коэффициентом 1,08 Приплаты за дополнительные требования при поставке труб составляют:

Таблица 44.9. **Значения $c_м$ и $c_{о.п}$ для подкрановых балок и покрытий, руб/т**

Конструкции	$c_м$ при высоте здания до 15 м с металлическим каркасом	$c_м$ при высоте здания до 15 м с железобетонными колоннами	$c_м$ при высоте здания 15—25 м с металлическим каркасом	$c_м$ при высоте здания 15—25 м с железобетонными колоннами	$c_м$ при высоте здания 25—40 м с металлическим каркасом	$c_м$ при высоте здания 25—40 м с железобетонными колоннами	$c_{о.п}$ при высоте здания до 15 м	$c_{о.п}$ при высоте здания от 15 до 25 м	$c_{о.п}$ при высоте здания более 25 м
Подкрановые балки									
массой до 5 т	11,8	14,2	12,8	15,8	13,1	15,5	8,4	9	9,6
» более 5 т	10,2	12,3	11,2	13,3	11,5	13,6	6,9	7,5	8,1
Фермы[1]:									
массой до 3 т	16,6	18,7	17,8	19,8	18,2	20,2	16,6/10,4	18,2/11,1	19,7/11,8
» от 3 до 8 т	17,9	20,1	21,1	23,3	22,1	24,3	15,6/9,4	17,2/10,1	18,7/10,8
» более 8 т	19,1	21,3	21,9	24,1	21,7	23,9	15,6/9,4	17,2/10,1	18,7/10,8
Прогоны	13,5	—	14,8	—	15,2	—	—	—	—
Связи по покрытиям	16,2	19,4	18	21,2	18,5	21,7	19,5	21,1	22,6
Фонари	24,1	27,2	25,9	28,9	26,4	29,4	36,1	36,1	39,2

[1] В числителе значения $c_{о.п}$ даны для стропильных ферм, в знаменателе — для подстропильных.

Таблица 44.10. **Стоимость основных материалов $c_{о.м}$ на 1 т конструкций, заложенная в оптовых ценах (руб.), для укрупненных расчетов**

Характеристика конструкций	Марка стали ВСт3кп2	ВСт3пс6	ВСт3сп5	Ст3 мост	М16С	14Г2	09Г2	09Г2С	10Г2С1	15ГФ	15ХСНД	10ХСНД	16Г2АФ
С равномерным соотношением различных профилей стали	120	126	139	137	148	146	147	149	152	154	184	216	—
С преобладанием угловой стали	121	127	140	139	150	146	147	150	152	155	183	215	—
С преобладанием швеллеров и двутавров	117	122	136	133	144	141	142	145	147	150	179	210	—
С преобладанием тонколистовой стали (до 3,9 мм)	132	134	144	—	—	161	162	164	167	169	200	233	—
С преобладанием толстолистовой и универсальной (широкополосной) стали (4 мм и более)	126	132	145	146	157	155	156	159	161	164	196	228	198
Листовая сталь всех толщин	129	133	145	—	—	158	159	161	164	166	198	231	—
Горячекатаные оконно-рамные профили	154	160	173	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Холодногнутые профили	125	128	129	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Горячекатаные бесшовные трубы	168	170	175	—	—	—	—	—	181	—	—	—	—

Таблица 44.11. **Коэффициенты приплат $K_{пр}$ к оптовым ценам для прокатной стали различных марок и категорий**

Вид профиля проката	Марка стали	Категория стали					
		2	5	6	9	12	15
Сталь фасонная угловая, средняя и крупная, равнобокая и неравнобокая, балки двутавровые и швеллеры	ВСт3кп	1,10	—	—	—	—	—
	ВСт3пс	—	—	1,14	—	—	—
	ВСт3сп	—	1,17	—	—	—	—
	Низколегированная*	—	—	1,15	1,22	1,18	1,25
Сталь тонколистовая толщиной 3,9 мм и менее	ВСт3кп	1,08	—	—	—	—	—
Сталь толстолистовая толщиной 4 мм и более	ВСт3кп	1,09	—	—	—	—	—
	ВСт3пс	—	—	1,13	—	—	—
	ВСт3сп	—	1,16	—	—	—	—
	Низколегированная*	—	—	1,11	1,15	1,14	1,18
Сталь широкополосная универсальная	ВСт3кп	1,12	—	—	—	—	—
	ВСт3пс	—	—	1,16	—	—	—
	ВСт3сп	—	1,19	—	—	—	—
	Низколегированная*	—	—	1,14	1,18	1,17	1,21
Профили гнутые стальные из листа толщиной 3,9 мм и менее	ВСт3кп	1,08	—	—	—	—	—
	ВСт3сп	—	1,15	—	—	—	—
Профили гнутые стальные из листа толщиной 4 мм и более	ВСт3кп	1,09	—	—	—	—	—
	ВСт3пс	—	—	1,13	—	—	—
	ВСт3сп	—	1,16	—	—	—	—

* За дополнительную двойную термообработку листовой стали марки 10Г2С1 класса С52/40, 15ХСНД и 16Г2АФ класса С60/45 начисляется приплата в размере 1% за потерю материала и 10 руб/т за увеличение расходов по переделу.

Примечание. Коэффициенты приплат только за условия поставки всех категорий стали составляют: для фасонной и сортовой стали — 1,06; для толстолистовой стали и гнутых профилей из нее — 1,05; для широкополосной, тонколистовой стали и гнутых профилей из нее — 1,04.

Таблица 44.12. **Коэффициент, учитывающий отходы прокатной стали при производстве конструкций**

Характеристика конструкций	$K_{отх}$
С равномерным соотношением различных профилей стали	1,0345
С преобладанием угловой стали	1,036
С преобладанием швеллеров и двутавров	1,0305
С преобладанием тонколистовой стали	1,047
С преобладанием толстолистовой и универсальной стали	1,055
Из листовой стали всех толщин	1,05
Из холодногнутых профилей	1,036
Из горячекатаных оконно-рамных профилей	1,036
Из бесшовных горячекатаных труб и из проката различных видов	1,078

за термообработку нормализацией — 20 руб/т; за поставку мерной длины — 7% к оптовой цене.

Базовые цены на широкополочные двутавры для расчетов могут быть приняты по табл. 44.13. При применении тавров, полу-

Таблица 44.13. **Расчетные базовые цены на двутавры и тавры с параллельными гранями полок по ТУ 14-2-24-72**

Марка стали	Высота двутавров, мм			
	200—350	400—500	550—700	800—1000
Нормальные двутавры Б				
Ст3кп	99	98	97	96
Ст3пс	100	100	98	97
Ст3сп	109	108	107	106
14Г2	115	114	113	112
10Г2С1	121	120	119	118
10ХСНД	174	173	172	171
Широкополочные двутавры Ш				
Ст3кп	100	99	98	97
Ст3пс	101	101	99	98
Ст3сп	110	109	108	107
14Г2	117	116	115	114
10Г2С1	123	122	121	120
10ХСНД	177	176	175	174
Колонные двутавры К				
Ст3кп	101	100	—	—
Ст3пс	102	101	—	—
Ст3сп	111	110	—	—
14Г2	119	118	—	—
10Г2С1	124	123	—	—
10ХСНД	180	179	—	—

Продолжение табл. 44.13

Марка стали	Высота двутавров, мм			
	200—350	400—500	550—700	800—1000
Колонные уширенные двутавры				
Ст3кп	102	—	—	—
Ст3пс	103	—	—	—
Ст3сп	112	—	—	—
14Г2	120	—	—	—
10Г2С1	125	—	—	—
10ХСНД	182	—	—	—

чаемых путем разрезки широкополочных балок, следует табличные значения увеличивать на 2%.

44.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТРУДОЕМКОСТИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И СТОИМОСТИ КАРКАСА ЗДАНИЯ

При расчетах технико-экономических показателей по каркасу здания в целом могут быть использованы укрупненные значения трудоемкости изготовления, заводской стоимости, стоимости сборки и установки, окраски, устройства и разборки подмостей на 1 т конструкции, приведенные в табл. 44.14. При применении в конструкциях стали иной марки, чем указано в табл. 44.14, значения $T_и$ и $c_и$ должны быть скорректированы путем надбавки или скидки, равной:

для трудоемкости изготовления, чел.-ч/т:

$$\Delta T_и = \gamma T_и q; \qquad (44.14)$$

Таблица 44.14. **Значения трудоемкости и стоимости для приблизительного учета неварьируемых конструкций**

Конструкции	Марка стали	$T_и$, чел.-ч	$c_з$	$c_м$	$c_{о.\ п.}$
			руб/т		
Подкрановые балки					
Коробчатые сварные для тяжелых цехов	ВСт3сп5	13,1	229	По табл. 44.9	
Подкраново-подстропильные фермы	ВСт3сп5	18,4	253	18,5*	по табл. 44.9
Тормозные конструкции	ВСт3пс6	4,5	173	По табл. 44.9	
Монорельсы прямолинейные составного сечения	ВСт3пс6	13,4	204	13,9*	—
Прогоны					
Из одиночных профилей	ВСт3кп2	4	156	По табл. 44.9	
Из нескольких профилей		7,4	171		
Из одиночных гнутых профилей		4,7	168		
Из двух и более гнутых профилей		8,7	186		
Связи, распорки					
Из одного горячекатаного профиля	ВСт3кп2	8,7	181	По табл. 44.8 и 44.9	
Из нескольких горячекатаных профилей		13,3	195		
Решетчатые из горячекатаных профилей		20,1	223		
Из одного холодногнутого профиля		4,7	168		
Из двух и более гнутых профилей, сваренных между собой		12,7	203		
Решетчатые из гнутых профилей		20,1	236		
Фонари светоаэрационные	ВСт3кп2	18,4	225	По табл. 44.9	
Элементы стен и кровли промзданий					
Стойки и ригели фахверка	ВСт3кп2	12,4	197	По табл. 44.8	
Щиты покрытий:					
6×1,5 м	ВСт3кп2	10,4	202	33,1	49,8
12×3 »		12,1	209		
Стальной профилированный оцинкованный кровельный настил толщиной:					
1 мм	—	—	272	37,2	—
0,9 »	—	—	287	41,4	—
0,8 »	—	—	307	45,6	—

* При стальном каркасе здания высотой до 15 м.

для заводской стоимости, руб/т:

$$\Delta c_з = \Delta c_{о.м} + 3{,}7\,\Delta T_и; \qquad (44.15)$$

где γ — коэффициенты изменения трудоемкости и стоимости передела, принимаемые по табл. 44.15; q — доля массы заменяемой

Таблица 44.15 **Коэффициенты изменения трудоемкости и стоимости передела γ**

Классы прочности стали	При применении низколегированных марок стали взамен стали Ст3	При применении стали Ст3 взамен низколегированной стали
С46/33	0,17	—0,14
С52/40	0,20	—0,17
С60/45	0,25	—0,20

стали по отношению к указанной в таблице конструкции; $\Delta c_{о.м}$ — разница в стоимости основных материалов, руб/т.

44.4. ПРИМЕР ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ[1]

Сравниваются технико-экономические показатели трех вариантов каркаса здания (рис. 44.2):

[1] Данные, приведенные в примере, условны.

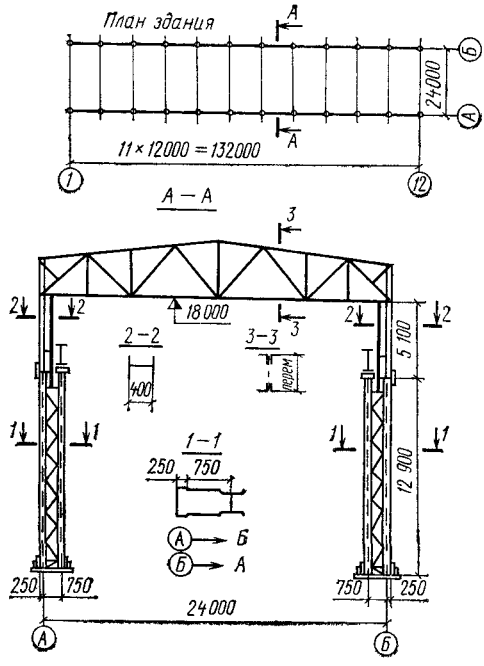


Рис. 44.2. К примеру определения технико-экономических показателей

Таблица 44.16 **Исходные показатели для сравниваемых вариантов**

Конструкции	Эскиз сечения	Исходные показатели	Значения показателей по вариантам I	II	III
Колонны:					
подкрановая часть[1]		Площадь сечения, см²	590	471	342
надкрановая часть		Площадь сечения, см²	264	228	176
Фермы стропильные		Масса основных деталей (на одну ферму), т	2,9	3,5	3,5
Связи по торцам здания		Масса конструкций (на здание), т	2,5 —	— 14	— 14
Связи по нижним поясам ферм		Масса конструкций (на здание), т	11,5	24,5	24,5

[1] Колонны для I и II вариантов — из сварных двутавров; для III варианта — из прокатных двутавров и гнутого швеллера.

Таблица 44.17 **Расчет технико-экономических показателей на одну колонну и на одну ферму**

Наименование показателей	Вариант I		Вариант II		Вариант III		Примечание
	колонна	стропильная ферма	колонна	стропильная ферма	колонна	стропильная ферма	
Исходные данные, характеризующие проектные параметры конструкций							
Материал	ВСт3кп2	ВСт3пс6	ВСт3кп2	ВСт3пс6	14Г2-6 (осн. дет.)	ВСт3пс6	
Масса основных деталей, т:							
G_0	5	2,9	4	3,5	—	3,5	
$G_{0,в}$	—	—	—	—	3,34	—	
Число основных деталей n_0, шт.	15	40	15	40	5	40	
Размер серии, шт.	24	12	24	12	24	12	
Строительный коэффициент массы:							
ψ	1,5	1,25	1,5	1,25	—	1,25	Принят по аналогам
$\psi_в$	—	—	—	—	1,6	—	По формуле (44.3)
Исходные данные в виде расчетных и табличных коэффициентов							
Коэффициенты снижения массы основных деталей α/α'	—	—	—	—	0,83 / 0,89		По табл. 44.2 и формуле 44.8
Коэффициент серийности $K_с$	0,83	0,98	0,83	0,98	0,83	0,98	По рис. 44.1
Коэффициент повышения удельной трудоемкости $K_т$	1	1	1	1	1,15	1	По табл. 44.3
Эмпирические коэффициенты технологичности:							
C	—	—	—	—	4,5	—	По табл. 44 1
A	12,2	2,7	12,2	2,7	12,6	2,7	То же
Поправка p к коэффициенту A	—	—	—	—	0,225	—	По формуле. (44.5)
Стоимость основных материалов $c_{о.м}$, руб/т	126	127	126	127	135,7*	127	По табл. 44.10
Стоимость сборки и установки $c_м$, руб/т	16,2	21,1	16,2	21,1	16,2	21,1	По табл. 44 8 и 44.9
Коэффициент повышения стоимости работ по сборке и установке $K_м$	1	1	1	1	1,06	1	По табл. 44.7
Стоимость окраски, устройства и разборки подмостей $c_{о.п}$, руб./т	6,1	17,2	6,1	17,2	6,1	17,2	По табл. 44.8 и 44.9
Стоимость транспортирования $c_т$, руб./т	10,5	13,4	10,5	13,4	10,5	13,4	По табл. 44 5
Коэффициент, учитывающий район строительства, $K_р$	1	1	1	1	1	1	По табл. 44.6
Технико-экономические показатели							
Масса конструкций G, т	7	3,6	6	4,2	5	4,2	—
Трудоемкость изготовления $T_и$, чел.-ч	88,2	27,4	78,5	31,3	43,5	31,3	По формулам (44.1) и (44.2)
Стоимость изготовления $C_и$, руб.	1418	652	1215	760	980	760	По формуле (44.9)
Стоимость транспорта $C_т$, руб.	73,5	48,3	63	56,3	59	56,3	По формуле (44.10)
Стоимость сборки и установки $C_м$, руб.	121	76	97,2	89	91	89	По формуле (44.11)
Стоимость окраски, установки и разборки подмостей, $C_{о.п}$, руб.	46	67	37	79	31	79	По формуле (44.12)
Стоимость в деле $C_д$, руб	1922	974	1626	1137	1360	1137	По формуле (44.7)

* $C_{о.м} = \frac{3,34}{5} 141 + \frac{1,66}{5} 120 = 135,7$ руб/т.

Таблица 44.18. **Расчет технико-экономических показателей по связям (по указаниям п. 44.3 и табл. 44.14)**

Показатели	Вариант I		Варианты II, III	
	по торцам	по нижним поясам ферм	по торцам	по нижним поясам ферм
Исходные данные				
Трудоемкость изготовления $T_н$, чел.-ч/т	8,7	12,7	20,1	12,7
Заводская стоимость $c_з$, руб/т	181	203	223	203
Стоимость сборки и установки $c_м$, руб/т	20,9	18	14,3	18
Стоимость окраски, устройства и разборки подмостей $c_{о.п}$, руб/т	10,5	21,1	10,2	21,1
Стоимость транспортирования $c_т$, руб/т	9,7	10,8	9,7	10,8

Продолжение табл. 44.18

Показатели	Вариант I		Варианты II, III	
	по торцам	по нижним поясам ферм	по торцам	по нижним поясам ферм
Технико-экономические показатели				
Масса конструкции (на весь каркас) G, т	2,5	11,5	14	24,5
Трудоемкость изготовления $T_н$, чел.-ч	21,7	146	281,4	311,2
Стоимость изготовления $C_и$, руб.	452	2334	3122	4973
Стоимость сборки и установки $C_м$, руб.	52	207	200	441
Стоимость окраски устройства и разборки подмостей $C_{о.п}$, руб.	26	242	143	517
Стоимость в деле $C_д$, руб.	633	3307	4121	7049

Таблица 44.19. **Сводная таблица технико-экономических показателей сравниваемых вариантов**

Наименование показателей	Вариант I					Вариант II					Вариант III		
	связи по торцам	связи по нижним поясам ферм	фермы—12 шт.	колонны—24 шт.	всего	связи по торцам	связи по нижним поясам ферм	фермы—12 шт.	колонны—21 шт.	всего	связи и фермы по варианту II	колонны—24 шт.	всего
Масса конструкций G, т	2,5	11,5	43,2	168	247,7	14	24,5	50,4	144	232,9	88,9	120	208,9
Трудоемкость изготовления $T_и$, чел.-ч.	21,7	146	329	2115	2612	281	311	376	1873	2841	968	1042	2010
Стоимость в деле $C_д$, тыс. руб.	0,6	3,3	11,7	46,2	61,8	4,1	7	13,6	39,1	63,8	24,7	32,6	57,3

I вариант — каркас рассчитан по плоской схеме; по нижним поясам стропильных ферм — связи обычного типа, по торцам — связи торцевых элементов фахверка (традиционное решение);

II вариант — каркас рассчитан по пространственной схеме с передачей части горизонтальных нагрузок на специальные связи в торцах здания; система горизонтальных связей по нижним поясам ферм запроектирована с учетом передачи этих нагрузок и обеспечения допустимой деформативности поперечных рам;

III вариант отличается от варианта II изменением марки стали для колонн. Фермы и связи по вариантам II и III приняты одинаковыми.

Район строительства — центральные области европейской части СССР.

В табл. 44.16 приведены исходные показатели по вариантам.

Расчет технико-экономических показателей сведен в табл. 44.17—44.19.

44.5. ПРИВЕДЕННЫЕ ЗАТРАТЫ

Технико-экономическая оценка по стоимости в деле не всегда служит окончательным критерием выбора конструктивного решения. Более полной является оценка на основе сопоставления вариантов конструкции по приведенным затратам, учитывающим, кроме стоимости в деле, капитальные вложения в базу и эксплуатационные расходы. Установление приведенных затрат особенно важно для случаев сопоставления конструкций, отличающихся геометрическими размерами, а также при неодинаковых об-

щекомпоновочных решениях здания или сооружения.

Так, с изменением высоты ферм меняются их масса и стоимость: при этом в пределах высоты конструкций покрытий изменяются площадь и стоимость стеновых ограждений. Кроме того, на соотношение затрат по несущим и ограждающим конструкциям влияют такие показатели, как расчетная нагрузка на покрытие, размеры здания в плане, продолжительность отопительного периода (для отапливаемых зданий), температура наружного воздуха, сопротивление теплопередаче наружных ограждений, стоимость топлива и др. Поэтому оптимальные параметры конструкций, применяемых на Крайнем Севере, отличаются от оптимальных параметров конструкций, применяемых, например, в центральных районах страны.

При сравнении вариантов конструкций, отличающихся уровнем заводской готовности, технологией и организацией работ по их сборке и установке, в ряде случаев и приведенные затраты, рассчитанные с учетом стоимости в деле, капитальных вложений и эксплуатационных расходов, могут не дать правильного решения, например когда продолжительность строительно-монтажных работ по сопоставляемым вариантам конструкций влияет на общие сроки ввода предприятия в эксплуатацию.

Сравниваемые по приведенным затратам варианты конструктивных решений должны быть приведены в сопоставимый вид по назначению, для одних и тех же условий строительства и эксплуатации, а также по методам исчисления стоимостных показателей, в едином уровне цен и по кругу показателей, включаемых в расчет. Без учета сопряженных капитальных вложений (в производство конструкций и проката) приведенные затраты (руб.) определяются по формуле

$$П = C_д + E_н K + M \frac{1}{E_н}, \qquad (44.16)$$

где $C_д$ — себестоимость «в деле» рассматриваемого варианта, руб.; $E_н$ — нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений в строительстве, установленный в размере 0,12, кроме районов Крайнего Севера и приравненных к ним местностей, для которых нормативный коэффициент установлен 0,08; K — капитальные вложения в основные производственные фонды в строительстве по рассматриваемому варианту, руб.; M — среднегодовые эксплуатационные затраты по рассматриваемому варианту, руб.

Более эффективным считается вариант, по которому приведенные затраты будут наименьшими.

Дополнительный экономический эффект от ускорения ввода в действие производственного объекта может быть определен как

$$Э_д = E'_н Ф (T_1 - T_2), \qquad (44.17)$$

где $E'_н$ — нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений для отрасли, в которой будет эксплуатироваться рассматриваемая конструкция; $Ф$ — стоимость производственных фондов, досрочно введенных в действие; T_1 и T_2 — продолжительность строительства по сравниваемым вариантам в годах.

44.6. ПРИНЦИПЫ ПОСТРОЕНИЯ ОПТОВЫХ ЦЕН НА СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Оптовые цены на стальные строительные конструкции, помещенные в Прейскуранте № 01-09, предназначены для расчетов между поставщиком (заводом-изготовителем) и потребителем конструкций (строительно-монтажной организацией). Прейскурант составлен на основе среднеотраслевых для заводов металлоконструкций значений стоимости металла и изготовления различных типов конструкций, отличающихся соотношениями видов прокатной стали и степенью заводской готовности. Поэтому с помощью Прейскуранта можно определить лишь усредненную стоимость конструкций, но нельзя произвести анализ влияния конструктивных особенностей на трудоемкость и стоимость.

Единые оптовые цены распространяются на все предприятия, изготовляющие стальные строительные конструкции, независимо от их ведомственной принадлежности (кроме предприятий, расположенных в районах Крайнего Севера, и приравненных к ним местностях). Прейскурант охватывает практически всю номенклатуру изделий, относящихся к стальным строительным конструкциям, и определяет цены на элементы каркасов зданий и ограждений, различных промышленных сооружений, радио- и телевизионных мачт и башен, газгольдеров и резервуаров (без арматуры), градирен, несущих конструкций водонапорных башен, опор линий электропередачи, контактной сети железных дорог и открытых подстанций, пролетных строений и опорных частей мостов и др.

В подавляющем большинстве цены установлены на 1 т конструкций, исчисленной в теоретической массе по чертежам КМ. Взаиморасчеты за стальные конструкции в этом случае производятся с учетом дополнительной массы металла сварных швов в размере 1% (или головок заклепок в размере 2%) с добавлением 3% к итогу на допустимое утяжеление конструкций при разработке рабочих чертежей КМД. Цены на конструкции, которые изготовляются по типовым чертежам КМД, установлены на 1 шт., а для легких металлоконструкций комплектной поставки — на 1 компл. и 1 м² перекрываемой площади зданий.

Каждая цена установлена по одной из четырех степеней заводской готовности и одной из десяти групп по характеру используемого в конструкции проката.

По степени готовности в Прейскуранте различают: 1) элементы конструкций, полностью обработанные и подготовленные к последующей сварке или клепке; 2) части конструкций, которые сварены или склепаны

и подготовлены для последующего присоединения к смежным частям или элементам; 3) конструкции, полностью сваренные или склепанные; 4) конструкции, полностью сваренные или склепанные, со специальными дополнительными испытаниями.

По характеру использования видов проката конструкции подразделяются на следующие группы: 1) из различных горячекатаных профилей; 2) из угловой стали; 3) из швеллеров и двутавровых балок; 4) из тонколистовой стали (толщиной до 3,9 мм); 5) из толстолистовой и универсальной широкополосной стали (толщиной более 4 мм); 6) из листовой стали различных толщин; 7) из горячекатаных оконно-рамных профилей; 8) из холодногнутых профилей; 9) из проката различных видов и труб бесшовных горячекатаных; 10) из набора профилей в соответствии с конкретным проектом, указанным в данной позиции цены.

Кроме того, цена предусматривает определенную марку стали, из которой изготовляется конструкция, и коэффициент трудоемкости, характеризующий учтенные в цене средние размеры расходов по заработной плате основных производственных рабочих и накладные расходы (около 370% к расходам по заработной плате основных производственных рабочих). При применении в конструкции сталей марок, отличных от указанных в ценах, предусматривается система приплат (или скидок), учитывающих отличие стоимости материалов для других групп применяемых в конструкции видов проката и отличие в стоимости изготовления (передела) для иных коэффициентов трудоемкости.

В оптовых ценах учтена стоимость огрунтовки конструкций за один раз железным суриком на олифе-оксоль (для пролетных строений мостов — на натуральной олифе) или грунтом ГФ-020 по поверхности, соответствующей 4-й степени очистки от окислов по ГОСТ 9.025—74. При других требованиях к антикоррозионному покрытию к оптовым ценам для всех конструкций, кроме переплетов, витражей, конструкций из холодногнутых профилей и труб, применяются доплаты или скидки:

при огрунтовке железным суриком 2 раза — доплата 5 руб/т;

при огрунтовке (окраске) железным суриком, ГФ-020, ФЛ-03К, МС-067, ВЛ-023, ГФ-032ГС, БТ-577, МЛ-011хаки по поверхности, соответствующей 2-й степени очистки от окислов по ГОСТ 9.025—74, — доплата 12 руб/т, за каждый последующий слой огрунтовки (окраски) сверх первого— 5 руб/т;

то же, при огрунтовке ЭФ-0121 — доплата 15 руб/т; за каждый последующий слой огрунтовки (окраски) сверх первого — 8 руб.;

при отсутствии огрунтовки — скидка 6 руб/т.

Стоимость разработки рабочих чертежей КМД, а также все расходы поставщика по погрузке конструкций и доставке их на близлежащую железнодорожную станцию (или пристань) для отправления к месту монтажа усредненно включены в оптовую цену. Среднеотраслевой размер уровня рентабельности, учтенного в оптовых ценах, составляет 14,4% к себестоимости.

Отдельно в Прейскуранте приведена стоимость перевозки стальных конструкций от станции отправления заводов-поставщиков до станции назначения получателя, в зависимости от расстояния перевозки. Стоимость транспортирования установлена на основании следующих норм загрузки 60-тонных железнодорожных вагонов:

конструкции доменных цехов — 19,8 т;

конструкции мостовых пролетных строений — 21,6 т;

конструкции радио- и телевизионных башен, градирен, водонапорных башен, труб вытяжных и вентиляционных диаметром до 1,4 м с каркасами, шахтных копров и канатных дорог — 12 т;

конструкции переплетов и панелей оконных, коксохимических заводов и трубопроводов сварных из листовой стали с компенсаторами (без колонн и опор); стенки и поддерживающие конструкции крупных бункеров, силосов, декомпозеров, сгустителей — 15 т;

конструкции стропильных и подстропильных ферм, изготовляемых по типовым чертежам КМД, — 10,8 м;

конструкции бункеров малого объема; мачты на вантах; каркасы вертикальных антенн на радиобашнях и конструкции антенных систем с опорными конструкциями каркасов (консолей) вибраторов, труб вертикальных вытяжных, дымовых и вентиляционных диаметром более 1,4 м, секций и узлов опор линий электропередачи в контактной сети железных дорог — 5,4 т;

остальных конструкций — 16,8 т.

Таким образом, оптовая цена, учитывающая доставку конструкций на станцию назначения, может быть определена по Прейскуранту с добавлением средней стоимости перевозки на заданное расстояние.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Прейскурант № 01-02. Оптовые цены на сталь и прокат черных металлов. М., Прейскурантиздат:

ч. I. Сортовая и фасонная сталь, 1974;

ч. II. Листовая и широкополосная сталь, 1975;

ч. III. Фасонная сталь специального назначения, 1974;

ч. IV. Рельсы и другие изделия для железнодорожного транспорта, 1974;

ч. V. Сталь для металлургического передела, 1975.

2. Прейскурант № 01-04. Оптовые цены на трубы стальные и чугунные. М., Прейскурантиздат, 1975.

3. Прейскурант № 01-09. Оптовые цены на строительные стальные конструкции. М., Прейскурантиздат, 1975.

4. Прейскурант № 02-06 Оптовые цены на прокатно-тянутые и прессованные изделия из цветных металлов и сплавов. М., Прейскурантиздат, 1975.

5. Прейскурант № 02-09. Оптовые цены на конструкции и изделия из алюминиевых сплавов для строительства. М., Прейскурантиздат, 1975.

6. Ценник № 1 средних районных сметных цен на материалы, изделия и конструкции Ч. II. Строительные конструкции и изделия. М., Стройиздат, 1968.

7. Строительные нормы и правила. Часть IV. Сметные нормы. Гл IV-22 Металлические конструкции. М., Стройиздат, 1971.

8. Сборник № 14 «Единых районных единичных расценок на строительные работы. Металлические конструкции». М., Стройиздат, 1971.

9. Нормативы удельных капитальных вложений по отрасли «Промышленность строительных конструкций и деталей» на 1976—1980 гг. СН 469-74. М., Стройиздат, 1976.

10. Инструкция по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительстве. СН 423-71 М., Стройиздат, 1972.

11. **Лихтарников Я. М.** Металлические конструкции. Методы технико-экономического анализа при проектировании. М., Стройиздат, 1968.

12. **Сарычев В. С.** Эффективность применения железобетонных, металлических и деревянных конструкций. М., Стройиздат, 1977.

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ.
СПРАВОЧНИК ПРОЕКТИРОВЩИКА

Под редакцией Н. П. Мельникова

Редакция литературы по строительным материалам и конструкциям
Зав. редакцией П. И. Филимонов
Редакторы А. В. Болотина, И. С. Бородина
Мл. редактор Л. А. Козий
Технический редактор Н. Г. Бочкова
Корректоры Л. С. Лелягина, В. И. Галюзова
ИБ № 2486

Сдано в набор 23.11.79. Подписано в печать 18.07.80. Формат 70×108 1/16. Бумага тип. № 2. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл. печ. л. 67,90. Уч.-изд. л. 87,22. Тираж 50 000 экз. Изд. № А.Х.5039. Зак. № 193. Цена 4 р. 70 к.

Стройиздат, 101442, Москва, Каляевская, 23а
Владимирская типография «Союзполиграфпрома» при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7